

# DER STAHLBAU

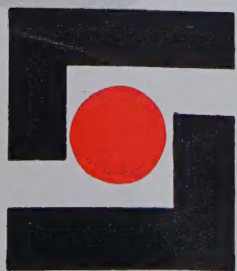
SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL DARMSTADT  
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 4 — April 1959





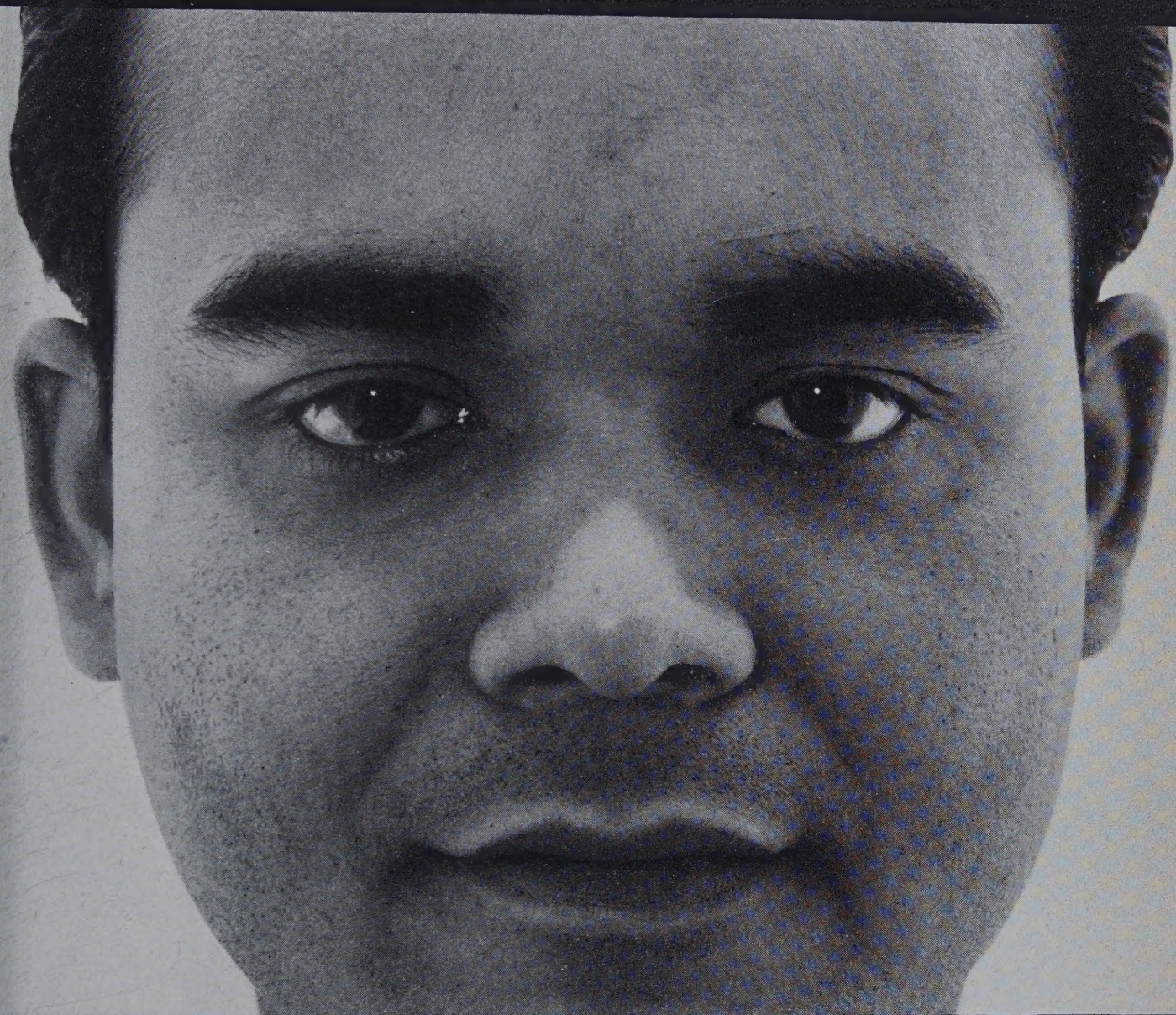
Verschiebung der  
Mangfallbrücke



**SÜDEISENBAU**  
SÜDDEUTSCHE EISENBAUGESELLSCHAFT-MBH-  
NÜRNBERG



Agil



nicht nur in deutschland, in vielen ländern und erdteilen

verschweißt man agil-elektroden

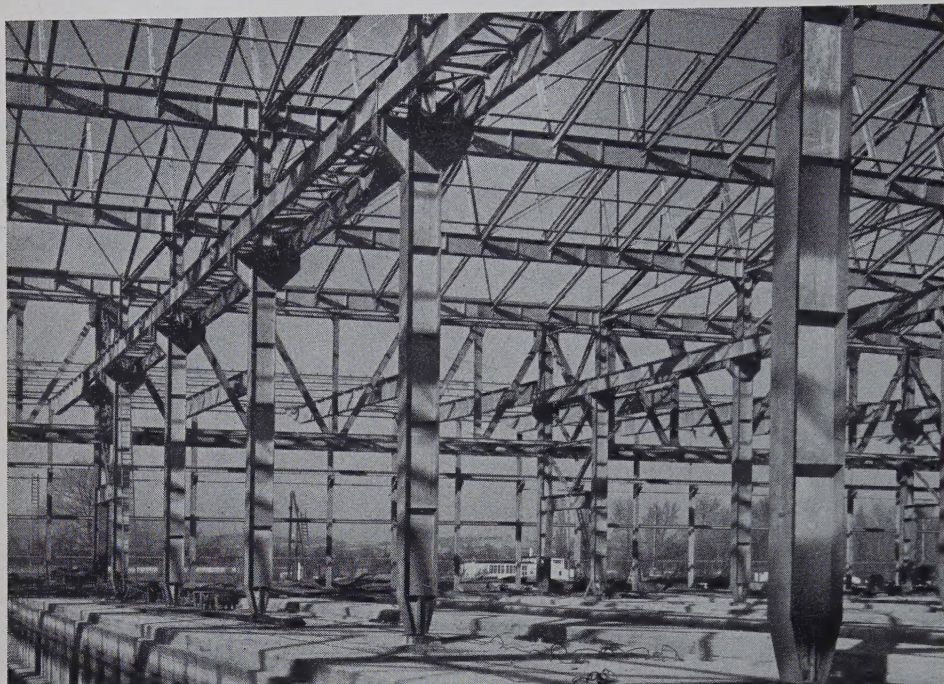
immer nach der devise **in allen lagen agil**

technische messe hannover

besuchen sie uns im hoesch-pavillon



# STAHLKONSTRUKTIONEN



**EISENWERKE KAISERSLAUTERN**

Bei der Verschiebung der

## Mangfall-Brücke



waren unsere hydraulischen Preßzylinder eingesetzt und haben zum guten Gelingen dieses Projektes beigetragen.



**CELLER MASCHINENFABRIK GEBRÜDER SCHÄFER**

Celle

Postfach 42

Ruf: 62 91

Telex: 09 2576



## Klare Rechnung:

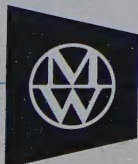


### Mit der Spannweite

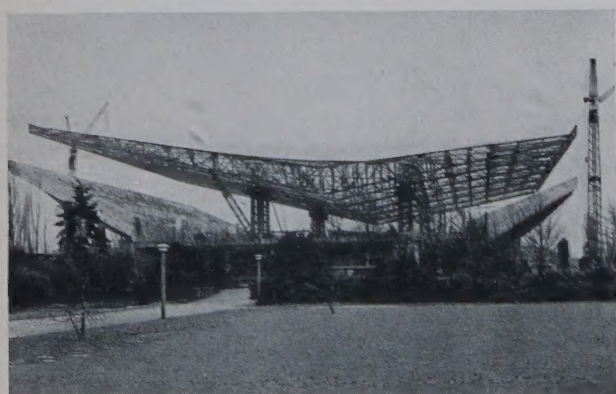
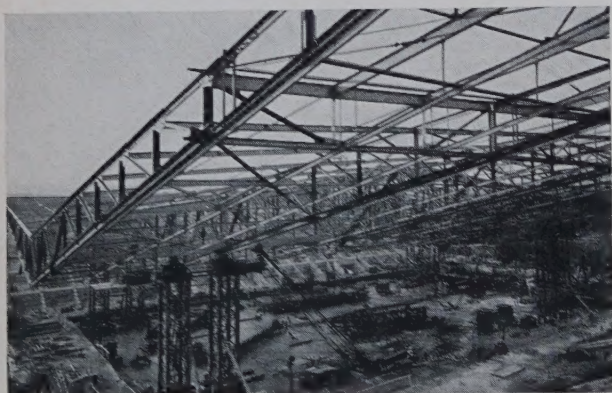
wachsen auch die Preisvorteile, die sich bei der Verwendung von geschweißten Stahlrohrkonstruktionen ergeben. Die elektrische Schmelzschiweißung ermöglicht Rohrknotenpunkte mit einem Gütegrad von 100%. Gewichtsersparnis bis zu 50%, niedrige Transportkosten, geringer Montageaufwand, einfache Unterhaltung, weitgehende Unempfindlichkeit gegen Korrosion – das sind die Gründe für die hohe Wirtschaftlichkeit der Stahlrohrbauweise.

**MANNESMANN AG**

**Düsseldorf**







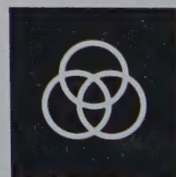
## **Stahldachkonstruktion**

der Sport- und Kongreßhalle in Essen auf dem Gruga-Gelände.

Die Halle weist keine Innenstützungen auf. Sie bietet je nach der Art der Veranstaltung 6000 bis 8000 Personen Platz.

Die Konstruktion im Gewicht von 660 t wurde knapp oberhalb der Tribünen zusammengebaut und auf 4 Hubgerüsten um 8,5 m in die endgültige Höhenlage des Daches gehoben.

**FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN**





# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,  
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf  
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

28. Jahrgang Berlin, April 1959 Heft 4

## Inhalt

Seite

Klingenberg, W., Ministerialrat, Dr.-Ing., Bonn: Beobachtungen bei der Wartung der Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen . . . . .	85
Schmerber, Luitpold, Dr.-Ing. und Scheidler, Josef, Regierungsbauassessor, München: Wiederinstandsetzung der Pfeiler und Verschiebung der Mangfallbrücke im Zuge der Autobahn München—Salzburg . . . . .	88
Hiba, Z., Dipl.-Ing., Belgrad: Winddruck auf Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln . . . . .	98
Resinger, F., Dr.-Ing., Graz: Beitrag zur Lösung von Stabwerksproblemen der Theorie II. Ordnung (Schluß aus Heft 3/59) . . . . .	102
Hase, Reinhart, Dipl.-Ing., Duisburg: Häufigkeit der Bewertungszahlen für Stahlbauten . . . . .	107
<b>Verschiedenes:</b>	
Anders, Heinz, Ing., Ludwigshafen: Schweißbarkeit von Mangan-Nickel-Chrom-Molybdän-Stählen . . . . .	108
Lacher, G., Dipl.-Ing., Darmstadt: Konstruieren in Stahlrohr . . . . .	109
Persönliches . . . . .	109
Bücherschau . . . . .	111
Berichtigung . . . . .	112

## Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,  
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,  
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino  
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,  
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

# AHLBAU

itung:

pel, Darmstadt, Technische Hochschule  
mstadt 85 21 45

April 1959

Heft 4

## Brücke über den Rhein bei Rodenkirchen

W. Klingenberg, Bonn

059.1

Punkten 15 und 16 in der Hauptöffnung (6 bis 7 Felder vom Pylon entfernt) ausgewählt (vgl. Bild 2).

Im flacheren Teil der Tragkabel sind Klemmschrauben M 45 mit  $Z_0 = 23,6 \text{ t}$  und im steileren Teil M 52 mit  $Z_0 = 31,8 \text{ t}$  vorhanden. Dabei ist unter Annahme eines Reibungswertes  $\mu = 0,16$  eine Sicherheit gegen Gleiten von mindestens 4 gegeben. Das Nachprüfen der Schrauben erfolgte mit geeichten Drehmomentenschlüsseln. Der Zusammenhang zwischen Schraubenzugkraft und Drehmoment wurde zunächst angenähert nach den Formeln von Findeisen und von Hammer und Kehrman ermittelt.

a) Nach Findeisen [7] ist:

$$M_a = \frac{3}{2} \cdot \frac{d_F}{2} \cdot \frac{h + \mu' \cdot d_F \cdot \pi}{d_F \cdot \pi - \mu' \cdot h}, \text{ darin ist:}$$

$h$  = Gewindesteigung,

$\mu'$  = Gewindereibungsziffer,

$d_F$  = Flankendurchmesser,

$M_a$  = Drehmoment,

$Z_0$  = Schraubenzugkraft.

Hiernach ergibt sich für:

$M_a = 0,741 \cdot Z_0 = 175 \text{ kg m}$  für Schrauben M 45,

$M_a = 0,864 \cdot Z_0 = 274 \text{ kg m}$  für Schrauben M 52.

b) Nach Hamm und O. Kehrman [8] ist:

$M_a = 0,163 \text{ bis } 0,167 \cdot d \cdot Z_0$ ; darin ist  $d$  = Nenndurchmesser der Schraube.

Hiernach ergeben sich praktisch die gleichen Werte wie oben.

Vergleichsmessungen, bei denen für ein vorgesehenes Drehmoment die Zugkraft mittels Meßbügels und Meßuhr aus der Schraubendeckung ermittelt wurde, ergaben eine gute Übereinstimmung.

Der Umstand, daß beim Anziehen einer Schraube die Schraubenzugkraft in den benachbarten Schrauben absinkt, wurde beachtet und notfalls wurden mehrere Durchgänge beim Schraubenanziehen vorgenommen.

Die Stichprobenweise vorgenommenen Überprüfungen des Klemmdrucks bestätigten den erwarteten Abfall. Bei den Kabelschellen 15 und 16 betrug er 45 bis 60 %, was einem Abfall der Sicherheit gegen Gleiten von 4 auf 1,6 bis 2,2 gleichkommt. Diese Verhältnisse wurden auch bei den übrigen Schellen mit Schrauben M 45 während des endgültigen Nachspannens beobachtet. Beim Anziehen der Kabelschellenschrauben M 52 in den steilsten Bereichen des Tragkabels zeigte es sich, daß diese fester saßen als die Schrauben M 45. Der Abfall der Schraubenzugkräfte betrug hier etwa 25 bis 35 %, was einem Abfall der Sicherheit gegen Gleiten von 4 auf 2,6 bis 3 entspricht. Wahrscheinlich liegt dieses daran, daß die Seile in der Nähe des oberen Umlenklagers noch straffer geführt sind, so daß sie sich von den Schellen leichter zusammenlassen ließen. Vielleicht ist dies auch durch einen zufälligen Temperaturunterschied zwischen Schelle und Kabel mitbeeinflusst. Die Überprüfung hat aber gezeigt, daß der Anpreßdruck aller Schellen edentlich nachgelassen hatte, und es dürfte sich empfehlen, in hnlich gelagerten Fällen die gleichen Nachprüfungen vorzunehmen.

Ein merkliches Gleiten oder Wandern der Schellen konnte in keinem Falle festgestellt werden; jedenfalls wurde ein Abreißen des Arbfilms nicht beobachtet. Dabei mußte infolge der Schwankungen der Spannungen im Kabel theoretisch an den steilen Stellen ein allfälliges — wenn auch nur sehr geringes — Wandern auch bei unzureichendem Anpreßdruck eintreten.



In Rodenkirchen sind die Rillen zwischen den einzelnen Kabelseilen, soweit diese freiliegen, zur Abdichtung ausgekittet. Die unteren Abschnitte der Kabel zwischen den Punkten 0 und 1 (vgl. Bild 2) waren mit einer Zinkblechhülle umgeben, um ein mutwilliges Beschädigen der Verkittung zu verhindern. Bei der Überprüfung zeigte es sich, daß sich unter dem Zinkblech Schwitzwasser gebildet hatte, was erste Ansätze einer Rostbildung an den Seilen zur Folge hatte. Die Zinkblechhüllen wurden deshalb nicht wieder angebracht.

Schädliches Schwitzwasser wurde auch an den Kabelteilen in den Kammern der beiden Widerlager festgestellt. An den fächerförmig auseinandergezogenen Seilen wurden hier Tropfenfänger angebracht, um zu verhindern, daß das Schwitzwasser an den Seilen bis in die Verankerungen herunterläuft.

Bei der Brückenprüfung im April 1958 wurde am westlichen unteren Umlenklager des oberstromigen Tragkabels festgestellt, daß

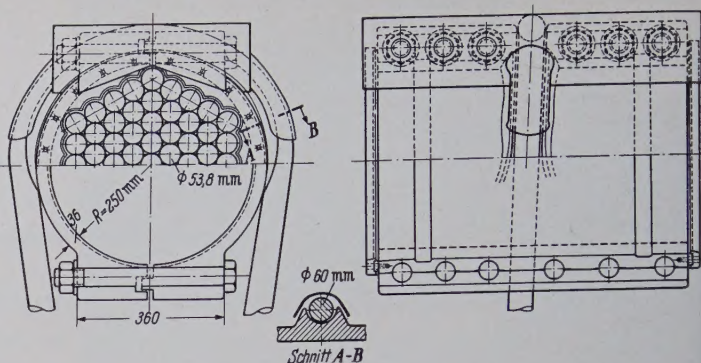


Bild 1. Schutzabdeckung für Kabelschelle

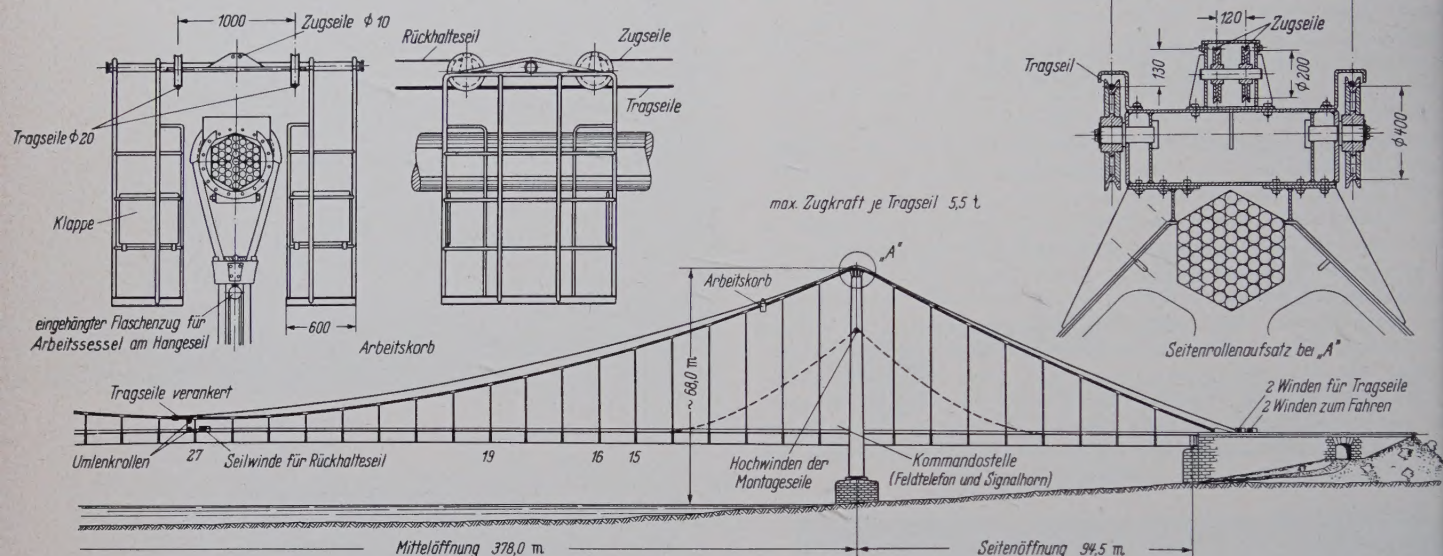


Bild 2. System der Seil-Rüstung

an 2 Z-Drähten eines oben liegenden Seiles, ausgehend vom Umlenklager auf je etwa 2,50 m Länge nach oben und unten, also auf insgesamt etwa 10 Schlaglängen, der Farbfilm entlang den beiden Seiten dieser beiden — nicht beieinander liegenden — Drähte gerissen war. Es wurde deshalb vermutet, daß diese Drähte unter dem Umlenklagerdeckel, vielleicht infolge einer Beschädigung beim Aufbringen desselben, gerissen waren. Nach Entfernung der über 300 kg schweren Deckel konnten jedoch keine Brüche festgestellt werden. Auch ergab eine Untersuchung der Farbrisse mittels Lupe, daß eine Längsverschiebung der Drähte nicht stattgefunden hat. Ein Abklopfen zeigte, daß sie nicht spannungslos geworden waren. Im April 1958 angebrachte Gipsmarken waren nach 6 Monaten noch unbeschädigt, so daß in dieser Zeitspanne weitere Bewegungen dieser beiden Drähte nicht erfolgt waren. Es wird deshalb angenommen, daß beide Drähte nicht gerissen sind, sondern daß es sich um ein allmähliches Freiwerden der inneren Spannungen der Drähte, herrührend aus dem Drall beim Schlagen des Seiles, handelt, eine Erscheinung, die sonst allerdings an keiner anderen Stelle beobachtet wurde.

## 2.2 Hängeseile

Die Hängeseile bestehen aus dreilagigen flachlitzigen Seilen von 60 mm Durchmesser, die in entsprechenden Führungen in einem Radius von 250 mm lose über die Schellen gelegt sind und somit als Doppelhänger wirken [5]. Die Überprüfung ergab, daß an den Umlenkstellen der Seile über den Schellen trotz Verkittung und Anstrichs Regenwasser in das Seilinnere eindrang, das nach Durchwandern des ganzen Seiles an den unteren Enden oberhalb der Hängkörper allmählich wieder herauskam. Die Umlenkstellen auf den Schellen wurden deshalb durch Zinkblechkappen, die bis über die Kabelmitte nach unten herunterreichen, vor Regenwasser geschützt. Sie sind so angebracht, daß Luft darunter herstreichen kann, um Schwitzwasserbildung zu verhindern (Bild 1).

## 3. Seil-Rüstung zur Beseitigung der Mängel

Zur Beseitigung der festgestellten Mängel, insbesondere um die Arbeiten an den Schellen mit den 2 m langen Drehmomenten-Schlüsseln durchzuführen, war es nötig, daß die Leute von sicheren Podesten aus arbeiten konnten. Die Aufstellung eines Rohrgerüsts schied wegen der großen Höhe der Kabel über der Fahrbahn und wegen des starken Verkehrs aus. Es wurde deshalb die im folgenden kurz beschriebene Seil-Rüstung beschafft und verwendet (Bild 2). Sie konnte in jedem Arbeitsabschnitt eine halbe Kabellänge, von Mitte Brücke bis Widerlager, bedienen. Sie bestand im wesentlichen aus 2 Tragseilen  $\phi 20$ , 2 Zugseilen  $\phi 10$  und einem fahrbaren Arbeitskorb. Die Tragseile waren in Brückenmitte am Tragkabel festgeklemmt und führten von hier über 2 Umlenkrollen auf den Pylonen zu den Widerlagern, wo sie auf Kabelwinden aufgewickelt waren. Sie lagen im Grundriß je 0,50 m neben der Achse der Brückenkabel. Auf den Tragseilen lief der fahrbare Arbeitskorb (Bild 3), der gelenkig angebracht war, so daß er stets senkrecht hing. Der aus Stahlrohren zusammengeschweißte Korb bestand aus 2 Teilen, so daß beide Seiten des Tragkabels bedient werden konnten, und hatte in verschiedenen Höhen aufklappbare Podeste aus Gitterrosten und eingebaute Werkzeugkästen. Er hatte ein Gewicht von 460 kg und war für 700 kg Nutzlast bemessen. Durch Anziehen oder Nachlassen der Kabelwinden konnte der Korb an jeder Stelle in die richtige Höhenlage zum Tragkabel gebracht werden. Zum Fortbewegen des Korbes dienten aus Sicherheitsgründen 2 Zugseile, die auf den Pylonen ebenfalls über 2 Umlenkrollen liefen und unten von 2 Winden bedient wurden. Zum Festhalten des Korbes — besonders im flachen Teil — war schließlich noch ein Rückhalteseil, ebenfalls mit Winde, vorhanden. Die Verständigung zwischen den Arbeitern im Korb und den Bedienungsleuten an den Winden erfolgte durch Feldtelefon und Signalkorn; sie verlief während der ganzen Arbeiten reibungslos.



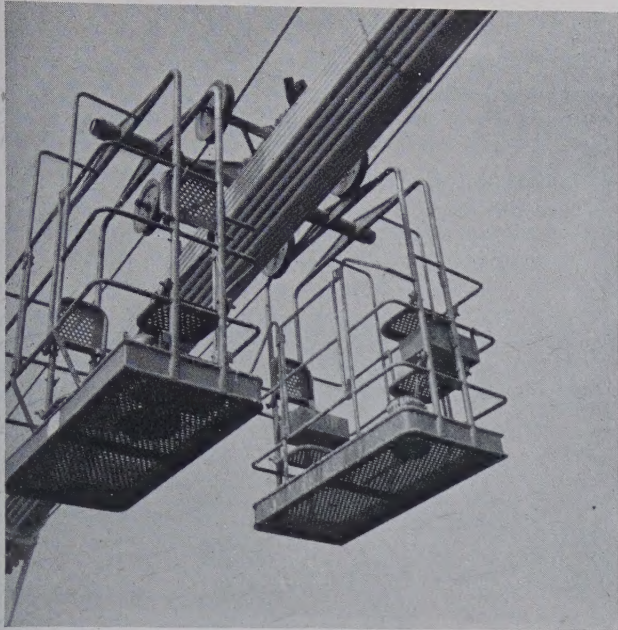


Bild 3. Arbeitskorb für die Überprüfung der Tragkabel

Für die Anstricharbeiten an den lotrechten Hängeseilen diente ein Arbeitsstuhl (Bild 4), der an einem Flaschenzug auf und ab bewegt wurde. Das zugehörige Seil war unten am Geländer in einer Winde gehalten und führte oben über Umlenkrollen, die in die Fassung der Hängeseile eingehängt waren. Das Umhängen von einem Hängeseil zum nächsten geschah vom Arbeitskorb aus.

Nach Beendigung der Arbeiten in jedem der 4 Abschnitte mußte die Vorrichtung umgesetzt werden. Um diese Unterbrechung der Arbeiten möglichst kurz zu halten, war ein zweiter Seilrollenaufsatz mit den 4 Umlenkrollen über dem Pylonenkopf beschafft worden. Dadurch war es möglich, die Trag- und Zugseile auf den nächsten Abschnitt umzulegen und gleich wieder in Betrieb zu nehmen. Der Transport der Geräte sowie das Abnehmen und Aufsetzen des Arbeitskorbes erfolgte mit Hilfe eines Motorkranes.



Bild 4. Arbeitsstuhl für die Überprüfung der Hängeseile

Betonfahrbahn und Durchbiegungsmessungen

Die rd. 14 600 qm fugenlose und unmittelbar befahrene Fahrbahnplatte zeigt nach mehr als vierjähriger Verkehrsbelastung an einzelnen Stellen, insbesondere an Arbeitsfugen, feine Risse, die zum Teil schon von Beginn an vorhanden waren. Nur wenige von ihnen gehen bis unten durch und nur an 2 Stellen unter der Fahrbahn konnte an solchen Rissen Feuchtigkeit beobachtet werden, obgleich der mittlere Teil der Brücke praktisch kein Längsgefälle aufweist. Die Risse sind inzwischen abgedichtet worden. Eine weitergehende Behandlung ist bis auf weiteres nicht vorgesehen. Sollte die Betonfahrbahn im Laufe der Zeit größere Schäden aufweisen oder an der Oberfläche stärker abgenutzt werden, so kann sie ohne Schwierigkeiten durch eine Abdichtung und Asphaltbelag geschützt werden, da das zusätzliche Gewicht bei der statischen Berechnung berücksichtigt wurde.

Zur Ermittlung der Betriebsbelastung der Brücke wurden am 30. 1. 1959 und am 2. 2. 1959 jeweils von 10.00 bis 16.00 Uhr die Durchbiegungen in den Punkten 19 und 19' (Viertelpunkte) und in Punkt 27 (Mitte) beobachtet. An beiden Tagen herrschte ziemlich gleichmäßige Temperatur, und zwar am 31. 1. etwa + 5° und

am 2. 2. etwa + 3° C. Hierzu waren auf den Punkten beider Hauptträger Meßplatten starr befestigt, die von beiden Ufern aus mit Nivellierinstrumenten beobachtet wurden. Die Durchbiegung der Hauptträger wurde jeweils zu dem Zeitpunkt gemessen, wenn schwere Fahrzeuge den betreffenden Punkt passierten. Die Messung der Aufbiegung im gleichen Punkt erfolgte im Anschluß daran. Die in diesen Zeiten abgelesenen größeren Durchbiegungen sind aus Tafel I ersichtlich. Dabei ist die Höhenlage der Brücke ohne Verkehrslast mit ± 0 angesetzt.

Tafel I. Gemessene Durchbiegungen aus normalem Verkehr auf der Rheinbrücke Rodenkirchen in (mm)

		Messung am	lrh. Hänger 19 (Rodenkirchen)	Mitte Hänger 27	rrh. Hänger 19 (Poll)
Ober- strom	nach oben	30. 1. 59 2. 2. 59	+ 40 + 40	+ 10 + 15	+ 40 + 40
	nach unten	30. 1. 59 2. 2. 59	-130 -120	-200 -120	-130 -110
Unter- strom	nach oben	30. 1. 59 2. 2. 59	+ 27 + 25	+ 17 + 5	+ 31 + 45
	nach unten	30. 1. 59 2. 2. 59	-103 - 85	- 90 - 95	- 82 -125

Die größten beobachteten Querneigungen beim Punkt 19 waren 70 mm unterstrom bei 10 mm oberstrom und 90 mm oberstrom bei 15 mm unterstrom; sie ergaben also eine größte Durchbiegungsdifferenz von 75 mm.

Vergleicht man die Durchbiegungswerte für die gemessene Betriebsbelastung mit den Ordinaten für die größten Durchbiegungen nach der statischen Berechnung [5], so kommt man zu folgenden Verhältnissen:

für die Viertelpunkte  $\frac{130}{2100} = \sim 6\%$ ,  
für den Mittelpunkt  $\frac{200}{1328} = 15\%$ ,  
für die Querneigung  $\frac{75}{530} = \sim 14\%$ ,

Die unter der Betriebsbelastung gemessenen Durchbiegungen sind also in jedem Falle nur ein Bruchteil der Durchbiegungen aus den Lastannahmen, was bei einer Brücke dieser Abmessungen nicht anders zu erwarten ist. Bei einer Verwertung der angegebenen Zahlen ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Ablesungen nur über kurze Zeitspannen erfolgten und daß während dieser Zeit Verkehrsstockungen, die erheblich größere Durchbiegungen verursachen würden, nicht beobachtet wurden. Auf der Rodenkirchener Rheinbrücke fahren auch schwere Lastzüge im allgemeinen mit etwa 80 km/Std. Geschwindigkeit und halten etwa 100 m gegenseitigen Abstand oder mehr, während die Überholspur vorwiegend von Pkws benutzt wird. Bemerkenswert ist, daß die Durchbiegungen des gesamten Systems, die aus einzelnen Fahrzeugen immerhin 10 bis 20 cm betragen, selbst vom Fußgänger kaum empfunden werden, wohl aber die überlagerten viel kleineren Schwingungen höherer Frequenz.

Schrifttum

[1] Leonhardt, F.: Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. Bautechnik 27 (1950) H. 7, 8, 9, 11 S. 225, 246, 289, 351; 28 (1951) H. 8, 10, 11, 12 S. 169, 237, 283, 310.  
[2] Nickel, E.: Montage der Stahlkonstruktion der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen. Stahlbau 20 (1951) H. 7, 9, 11 S. 81, 109, 129.  
[3] Leonhardt, F. und Maier, H.: Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen 1938. Bauingenieur 26 (1951) H. 2, 3, 5, 7 S. 44, 72, 132, 201.  
Zusammenfassung von [1] bis [3] in Sonderdruck „Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. Berlin 1952, Verlag W. Ernst & Sohn.  
[4] Homberg, H.: Die neue Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen, Entwurf und statische Berechnung. Stahlbau 24 (1955) H. 7 u. 8 S. 153, 177.  
[5] Denkschrift zur Verkehrsübergabe der wiederhergestellten Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln. Springer-Verlag 1954.  
[6] Klingenberg, W. und Plum, A.: Versuche an den Drähten und Seilen der neuen Rheinbrücke in Rodenkirchen bei Köln. Stahlbau 24 (1955) H. 12 S. 265.  
[7] Findeisen, F.: Neuzeitliche Maschinenelemente Teil I, Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich, 1950.  
[8] Hamm, B. und Kehrman, O.: Ausführung und Berechnung hochfest verschraubter Stahlbauverbindungen (HV-Verbindungen). Industrieanzeiger, Essen (1957) H. 5 S. 21.



## Wiederinstandsetzung der Pfeiler und Verschiebung der Mangfallbrücke im Zuge der Autobahn München—Salzburg

Von Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Luitpold Schmerber und Regierungsbauassessor Josef Scheidler

DK 624.21.033.6 — 624.21.059.5

### 1. Vorgeschichte und Pfeilerinstandsetzung

Die Mangfallbrücke in der Autobahnstrecke München—Salzburg überquert etwa 30 km südöstlich von München mit einer Gesamtlänge von 288 m das 70 m tief in eine Hochebene eingeschnittene Mangfalltal. Sie wurde im Zuge des Autobahneubaues erstmals in den Jahren 1934—1936 mit vollem Autobahnquerschnitt in einer Breite von 21 m als Stahlvollwandträgerkonstruktion mit Betonfahrbahnplatte erbaut. Das statische System war ein Durchlaufträger über drei Öffnungen mit Stützweiten von  $90 + 108 + 90$  m in einem Längsgefälle von 1,0 ‰ (Bild 1).

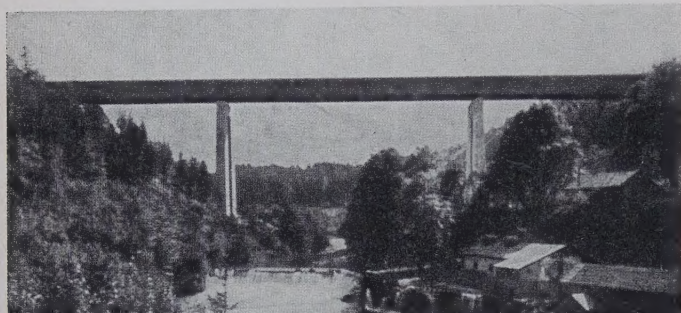


Bild 1. Die alte Mangfall-Brücke

Die beiden Pfeiler bestehen aus je zwei Stahlbetonhohlschäften von rechteckigem, von unten nach oben kleiner werdendem Querschnitt und einem beide Schäfte verbindenden, 4 m hohen massiven Querriegel am Pfeilerkopf. Auf den Mittelstützen und dem östlichen Widerlager war die Brücke längsverschieblich auf Rollen gelagert, während sich das feste Lager auf dem westlichen (Münchner) Widerlager befand (vgl. Bild 7).

Im Jahre 1945 wurde die Brücke durch Sprengung des westlichen Pfeilers zerstört, wobei der östliche Pfeiler stark beschädigt wurde. Der Verkehr mußte über eine unzureichende schmale, kurvenreiche und bis 18 ‰ geneigte Landstraße I. O. durch das Mangfalltal umgeleitet werden. Bereits im Jahr 1946 wurde mit dem Wiederaufbau der Brücke begonnen. Während der westliche Pfeiler vollkommen neu gebaut werden mußte, konnte der beschädigte östliche Pfeiler durch umfangreiche Ausbesserungs- und Sicherungsmaßnahmen wiederhergestellt werden.

Zur Feststellung der Kriegsschäden an diesem mußte eine genaue Untersuchung durchgeführt werden.

Während sie im Innern der beiden Pfeilerschäfte durch die in 6,0 m Höhe jeweils vorhandenen Querschotten mit Luken und den eingebauten Stahlrohrsteigleitern keinerlei Schwierigkeiten bereitete, war man bei den Pfeileraußenflächen vor die Tatsache gestellt, die Untersuchung der 47,50 m hohen Pfeilerschäfte entweder durch Aufstellen von teuren Stahlrohr- oder Holzgerüsten, die für jede Seite abgebrochen und neu aufgestellt hätten werden müssen oder durch Einsatz des Brücken-Untersuchungswagens DBP 862 165 [1], [2] durchzuführen.

Das Anfahren, Aufstellen und Abbauen eines Stahlrohrgerüsts hätte bei 47,5 m Höhe und mangels eines mit Lkw befahrbaren Zufahrtsweges hohe Kosten verursacht und dreimal mehr Zeit benötigt, als die Untersuchung der acht Pfeilerflächen mit dem Leichtmetall-Untersuchungswagen (Bild 2).

Zum Hochziehen desselben wurden zwei Seilblockwinden mit je 150 m Seil am Boden verankert, die Seile über die in der Brückenkonstruktion eingehängten Seilrollen gelegt und der Leichtmetallwagen mittels Karabiner angehängt.

Damit die äußeren Stirnflächen der beiden Pfeilerschäfte jeweils auf die halbe Breite von den Breitseiten der Schaftflächen gleich in einem Aufzugsgang mit untersucht werden konnten, wurde der Wagen an beiden Längsseiten durch einen auskragenden Bohlenbelag von 2,50 m Länge verlängert.

Beim Umsetzen des Leichtmetallwagens von der einen Pfeilerfläche zur anderen blieben die Bockwinden am Mangfallufer stehen;

in die Brückenkonstruktion wurden zwei zusätzliche Seilrollen eingehängt, so daß jedes Zugseil über zwei Rollen lief.

Damit bei Vertikalbewegungen keine Verkratzungen am Pfeilerbeton und Beschädigungen am Leichtmetallwagen entstehen konnten, wurden daran zwei Abstandrollen mit Gummibelag aufgeschraubt.

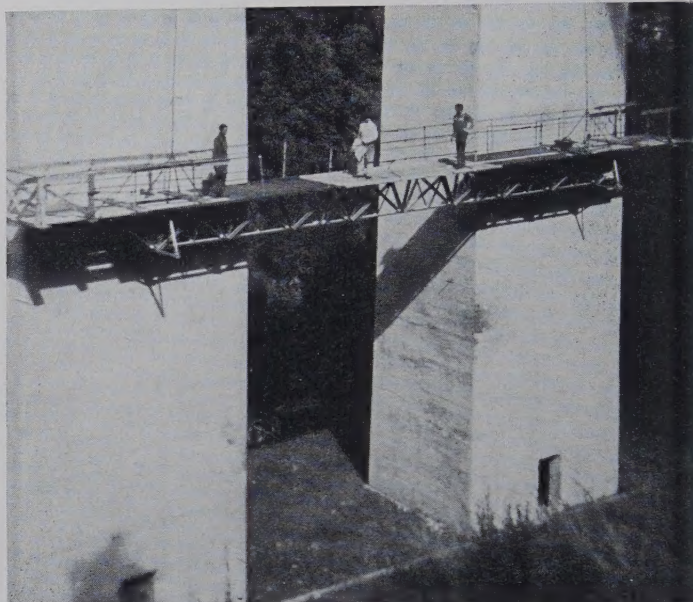


Bild 2. Pfeileruntersuchung mittels des Leichtmetall-Besichtigungswagens

Einschließlich Umsetzen des Leichtmetall-Untersuchungswagens mit An- und Abtransport desselben und der Seilwinden wurde die gesamte Pfeileruntersuchung in fünf Tagen durchgeführt.

Für die Instandsetzung der äußeren Pfeilerflächen hat das Autobahnbauamt München wieder einen Leichtmetall-Brückenuntersuchungswagen (Bild 3) verwendet.

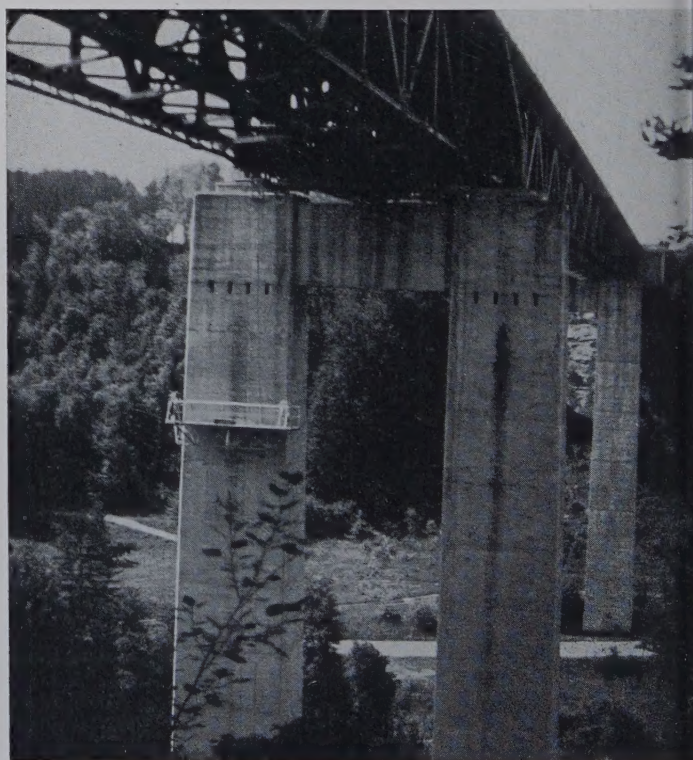


Bild 3. Pfeilerausbesserung mittels des gleichen Besichtigungswagens



Er wurde im Sommer 1954 der Firma Dyckerhoff & Widmann, die mit den Instandsetzungsarbeiten beauftragt war, leihweise für die Dauer der Ausbesserungsarbeiten zur Verfügung gestellt. Die dadurch eingesparten Kosten gegenüber dem von der Firma vorgesehenen aufziehbaren Stahlrohrhängewagen betrugen etwa 100,— DM. Dabei fiel außerdem ins Gewicht, daß die gesamten Instandsetzungsarbeiten durch den Einsatz des Leichtmetall-Unterstützungswagens um drei Wochen verkürzt wurden.

Zur Aufhängung desselben wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann zwei Mero-Träger über der Untergurtkonstruktion zu beiden Seiten eines Pfeilerschaftes montiert, die für die Arbeiten in zweiter Schicht verschoben und wieder verankert wurden. An diesen Mero-Trägern wurden die beiden Tragseile der Seilwinden angehängt.

Die Ausbesserungsarbeiten erfolgten jeweils von unten nach oben. Sobald eine Seite fertiggestellt wurde, wurde der Wagen abgelassen, durch den Mann auf die andere Pfeilerfläche umgesetzt und die Seile in den Mero-Trägern auf diese Seite umgehängt.

Der Überbau war im Jahre 1947 als durchlaufender SKR-Fachwerkträger von 6 m Trägerhöhe erstellt worden. Die Montage erfolgte in freiem Vorbau vom Münchener Widerlager aus unter Verwendung von Hilfsstützen im ersten Feld, während für die Montage des 108 m weit gespannten Mittelfeldes ein Vorbauschubel Verwendung fand, welcher aus einem Teil des östlichen Brückenfeldes bestand.

Um die vorhandenen Pfeilerschaften, deren Achsabstand von 2,50 m auf den Hauptträgerabstand der ersten Brücke bezogen (siehe Bild 4b), durch die SKR-Brücke mit einem Trägerabstand von nur  $2 \cdot 4,60 = 9,20$  m nicht unzulässig exzentrisch zu belasten, mußten über den Pfeilern Querrahmen in die Konstruktion eingebaut werden (siehe Bild 4c und 6). In diesem Querrahmen waren sowohl der mittlere, als auch die beiden äußeren Fachwerkträger aufgelagert. Die Auflager des Querrahmens selbst hatten einen Achsabstand von 2,50 m, wodurch die Auflagerkraft zentrisch in die Pfeilerschaften eingetragen wurde.

Mit dem Anwachsen des Straßenverkehrs nach 1948 wurde diese Brücke infolge der geringen Fahrbahnbreite von 9,20 m und infolge der geringen Tragfähigkeit (Brückenklasse 30) ein immer empfindlicher werdender Engpaß in der Autobahnstrecke München-Salzburg. Zeitweise wurden in den letzten Jahren Verkehrsbelastungen bis zu täglich 10 000 Kraftfahrzeugen erreicht.

Aus diesen Gründen entschloß man sich, einen völlig neuen Überbau mit vollem Autobahnquerschnitt auf den vorhandenen Pfeilern zu errichten. Dies bedingte eine Verschiebung des SKR-Fachwerküberbaues auf neue Behelfspfeiler und Widerlager.

#### Ausschreibung und Vergabe

##### der Bauarbeiten an der Mangfallbrücke

Die Bauaufgaben für den Neubau der Mangfallbrücke gliedern sich in drei große Abschnitte:

**Bauabschnitt A:** Bau von Verschiebehilfspfeilern und Verschiebung des SKR-Überbaues.

**Bauabschnitt B:** Bau des neuen Überbaus auf den alten Pfeilern.

**Bauabschnitt C:** Abbruch der SKR-Brücke nach Fertigstellung des neuen Überbaus.

Die Bauarbeiten wurden im Sommer 1957 öffentlich ausgeschrieben. Bauherr ist die Bundesrepublik Deutschland — Bundesverkehrsministerium, vertreten durch die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. Ausschreibung und Durchführung der Bauarbeiten lagen in Händen des Autobahnbaamtes München.

Für die Ausschreibung wurde als Verwaltungsentwurf ein durchlaufender Vollwandträger-Überbau in Stahlverbundbauweise vorgesehen, der der ersten Brücke in Querschnitt und Aussehen ähnlich war. Für die Verschiebung sah der Verwaltungsentwurf die Errichtung von stählernen Hilfspfeilern auf der Südseite der alten Pfeiler vor, auf die die Brücke unter Verwendung einer Verschiebebahn aus Stahl verschoben werden sollte. Sonderentwürfe waren sowohl für die Verschiebung, als auch für den Neubau zugelassen.

Auf Grund der öffentlichen Ausschreibung erwies sich ein Sonderentwurf der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann KG am wirtschaftlichsten. Dieser sah für den neuen Überbau einen Spannbeton-Fachwerkträger in freiem Vorbau über das Mangfalltal vor, eine Konstruktion, die hier erstmalig für einen Großbrückenbau in großer Höhe vorgeschlagen wurde.

Mit der Durchführung der Brückenverschiebung wurde die Firma „Süddeutsche Eisenbaugesellschaft“ in Nürnberg als Subunternehmer von Dyckerhoff & Widmann beauftragt.

Der neue Überbau besitzt einen Querschnitt von insgesamt 23,50 m Breite, zwei Hauptträger mit 15,20 m Abstand, Querträgern und Fahrbahnplatte. In der Ansicht sind sämtliche Fachwerkstäbe von gleicher Dicke, die Stabbreite nimmt von Feldmitte zu den Auflagern von 0,66 m auf 2,20 m linear zu. Im Innenraum der Brücke wird ein Fuß- und Radweg angeordnet (Bild 4d).

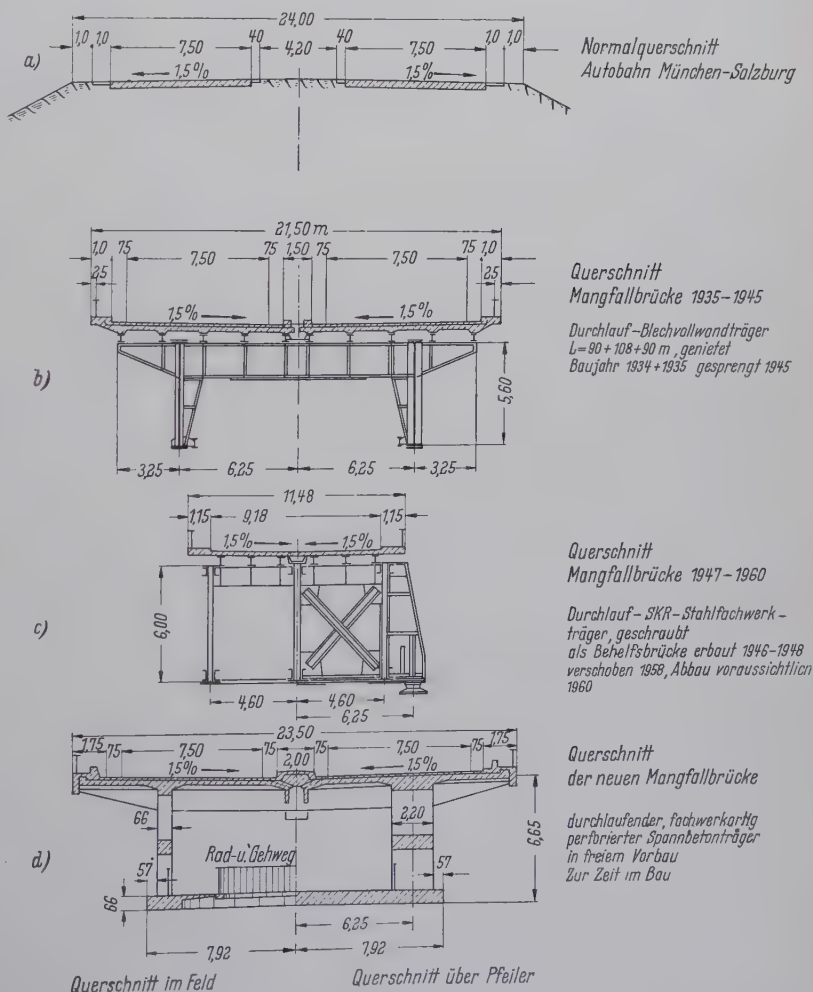


Bild 4. Vergleich der Querschnittsausbildungen



### 3. Konstruktionsprinzip der Verschiebbahn

Im Wesentlichen bestand die Verschiebbahn (Bild 5) aus den Verschiebehilfspfeilern und der eigentlichen Stahl-Verschubkonstruktion.

Die Freihaltung des Lichtraumes für den Bau des neuen Überbaues erforderte eine Parallelverschiebung der SKR-Brücke um 18,34 m.

giebige, 30 cm dicke Stahlbetonplatte verbunden. Auf eine starre Verbindung wurde bewußt verzichtet, da während der Brückenverschiebung ungleiche elastische Zusammendrückungen der Schäfte erwartet werden mußten, die bei biege-steifer Verbindung zusätzliche Beanspruchungen im Pfeilerschaft ausgelöst hätten.

Auf Vorschlag des erstgenannten Verfassers erhielten die Schäfte zur Erhöhung der Steifigkeit in jeweils 6 m Abstand Querschotten,

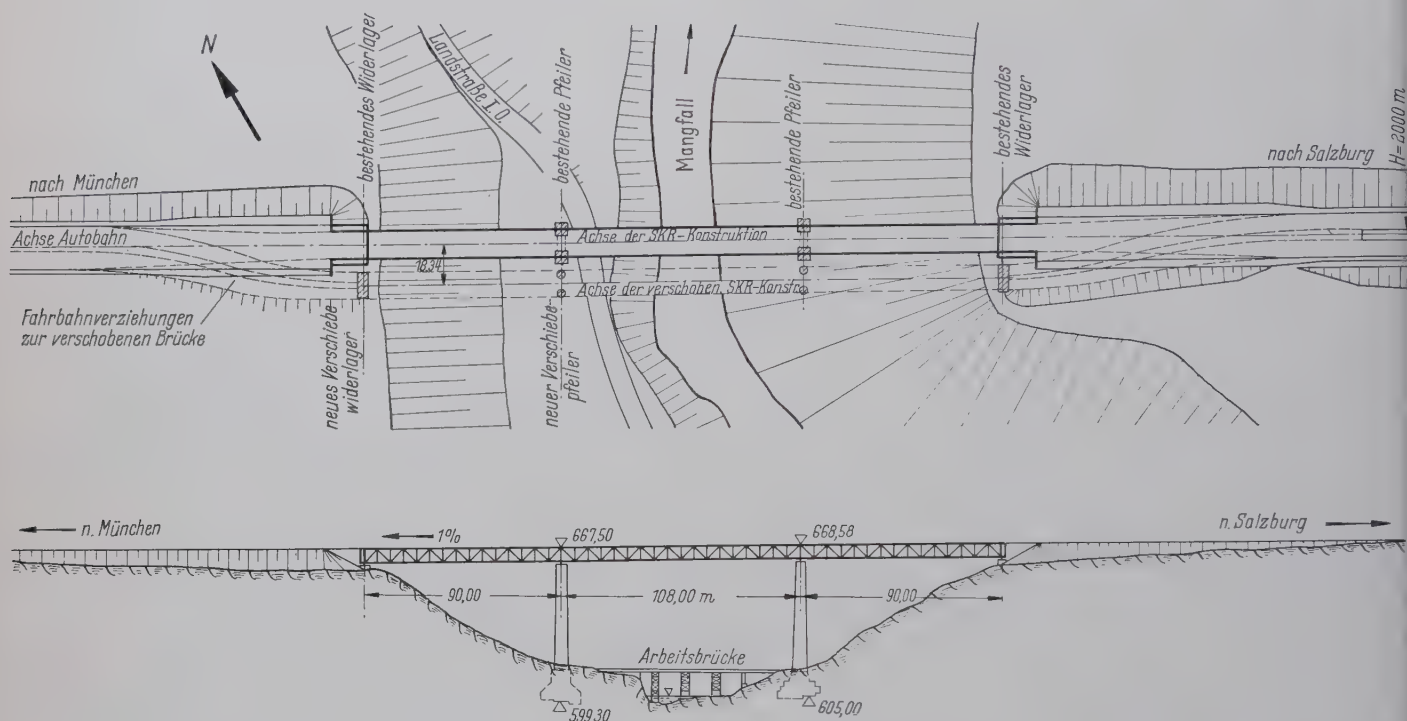


Bild 5. Übersichtsplan mit Ansicht der SKR-Brücke

#### 3.1 Konstruktion der Hilfspfeiler

Obwohl für die Verschiebehilfsstützen SKR-Konstruktionsteile aus Lagerbeständen zur Verfügung gestanden hätten, erwies sich nach dem Vorschlag der Firma Dyckerhoff & Widmann die Ausführung derselben in Stahlbeton als wesentlich wirtschaftlicher. Ermöglicht wurde dies durch die Anwendung von Betongleitschalung und durch die in unmittelbarer Nähe der Baustelle vorkommenden einwandfreien Betonzuschläge (Naturkies).

Die Hilfspfeiler bestehen aus je zwei Stahlbetonhohlsäulen, von 3,00 m Außendurchmesser und 0,25 m Wanddicke (Bild 6). Vorgesehene Betongüte war B 300. Beide Schäfte stehen jeweils auf einem gemeinsamen Fundament, von denen infolge der verschiedenen Gründungsverhältnisse eines als Blockfundament, das andere als Stahlbetonplatte auf Ortbetonpfählen ausgeführt wurde. Infolge der großen Elastizität dieser Schäfte konnten sie als am Fuß eingespannte Pendel betrachtet werden, wodurch auf eine längsverschiebbliche Lagerung der verschobenen Brücke mittels Rollen verzichtet werden konnte (Bild 7). Nach verschiedenen Untersuchungen erwiesen sich nämlich die auftretenden Reibungskräfte an den Rollen größer als die Festhaltekräfte am Kopf der elastischen Schäfte. Auf diesen Schäften genügte deshalb eine Auflagerung mittels der alten Kipplager allein. Zur Aufnahme der Bremskräfte dienten Kipplager auf dem Münchener Widerlager. Dagegen konnten die Windkräfte quer zum Überbau von den schlanken Stahlbetonstützen nicht aufgenommen werden; sie wurden daher mittels einer druck- und zugfesten Verbindung der Köpfe der Hilfspfeiler und der alten Pfeiler in die letzteren abgeleitet (siehe Bild 6). Am Kopf sind beide Hilfspfeilerschäfte durch eine wenig biege-steife nach-

die zugleich als Leiterpodeste für den Bau und für spätere Untersuchungen dienen konnten.

Die Auflagerdrücke auf den Pfeilern aus der SKR-Konstruktion betrugen

aus Brückeneigengewicht . . . . .	754 t je Lager
aus Wind . . . . .	33 „
aus Portal . . . . .	12,5 „
aus Temperatur . . . . .	9,6 „
aus Lagerkonstruktion . . . . .	4,2 „

zusammen 813,3 t je Lager.

Für diese Auflagerkraft war die Verschiebkonstruktion zu bemessen. Für Lastfall Gebrauchslast erhöhten sich die Auflagerdrücke auf rd. 1053 t. Die Hilfspfeiler wurden für folgende Lastfälle untersucht:

1. Bauzustand
  - a) Schaftgewicht + Wind auf Pfeiler,
  - b) Schaftgewicht + Wind auf Pfeiler + Kopfgerüst.
2. Zustände aus verschiedenen Laststellungen während des Verschiebevorgangs
  - a) Brückenlager sitzt in Querrichtung 90 cm exzentrisch + Temperaturdifferenz von  $\pm 10^\circ \text{C}$  + Wind auf Pfeiler + Riegelbelastung  $p = 500 \text{ kg/m}^2$ .
  - b) Brückenlager sitzt in Querrichtung 90 cm exzentrisch, in Längsrichtung 20 cm, Temperaturdifferenz von  $\pm 35^\circ \text{C}$  + Wind auf Pfeiler + Riegelbelastung  $p = 500 \text{ kg/m}^2$ .
  - c) Brücke sitzt während des Verschiebens auf Pfeiler B. Pfeiler A ist noch unbelastet. Temperatur  $\pm 35^\circ \text{C}$  + Wind auf



Pfeiler. Untersucht wird der unbelastete Pfeiler A (Torsion über die Kopfplatte) (Bild 9).

### 3. Zustand nach Verschiebung unter Gebrauchslast

Brückengewicht  $g$  + Verkehrslast + Pfeilergewicht + Wind + Verschiebung aus Temperatur.

#### 3.11 Gründung der Verschiebehilfspfeiler

Die Untergrundverhältnisse zwangen zu völlig verschiedenartiger Ausbildung der Hilfspfeilerfundamente. Der Münchner Hilfspfeiler konnte auf eine etwa 10 m dicke, über dem festgelagerten tertiären Flinz liegende Kalksinterschicht gegründet werden. Dagegen kommt der Salzburger Hilspfeiler auf eine etwa 12 m dicke nicht belastbare Schicht von rutschgefährlichem Material über der festgelagerten Flinzschicht zu stehen. Die Pfähle der 10–12 m tiefen Gründung sind am Kopf durch eine 1,50 m dicke lastverteilende Stahlbetonplatte verbunden (Bild 6). Überdies gestalten sich Gründungsarbeiten am Salzburger Hang stets schwierig, da dieser durch wasserführende Schichten sehr rutschgefährlich ist. Aus diesem Grunde können die Brückenhauarbeiten an der Mangfallbrücke stets nur von der Münchener Seite aus erfolgen, da lediglich auf dieser Hangseite die für den freien Vorbau im ersten Brückenfeld erforderlichen Hilfsunterstützungen mit wirtschaftlichem Aufwand gegründet werden können.

#### 3.12 Bau der Verschiebehilspfeiler

Der Bau der Verschiebehilspfeiler erfolgte in Betongleitbauweise. Zunächst mußte zur Überbrückung der Mangfall eine 15 m hohe Arbeitsbrücke für den Turmdrehkran errichtet werden (Bild 5). Die Gleitschalung bestand aus Holzgerüst mit Holzschalung und sechs Kletterböcken je Pfeilerschaft. Mittels Kletterböcken wurde die Gleitschalung an Rundstahlstangen, die in Aussparungen im Beton lagen, hochgezogen. Nach Fertigstellung eines Pfeilers wurden diese Stäbe wieder gezogen. Beide Schäfte wurden zugleich betoniert, die beiden Gleitschalungen waren durch eine gelenkig aufgelagerte Verbindungsbrücke aus Stahlrohrgerüst verbunden (Bild 8).

Zur Kontrolle der Senkrechtstellung wurden in jeden Schaft drei Lote gehängt, die von der Spitze bis zum Boden reichten und durch Aussparungen in den Querscheiben geführt wurden. Lotabweichungen wurden durch stärkeres Heben an einer Seite ausgeglichen.

Die Querscheiben wurden unmittelbar nach der Gleitschalung einbetoniert.

Als Betongüte für die Schäfte war B 300 vorgeschrieben, eine Festigkeit, die in Wirklichkeit stets weit überschritten wurde. Der

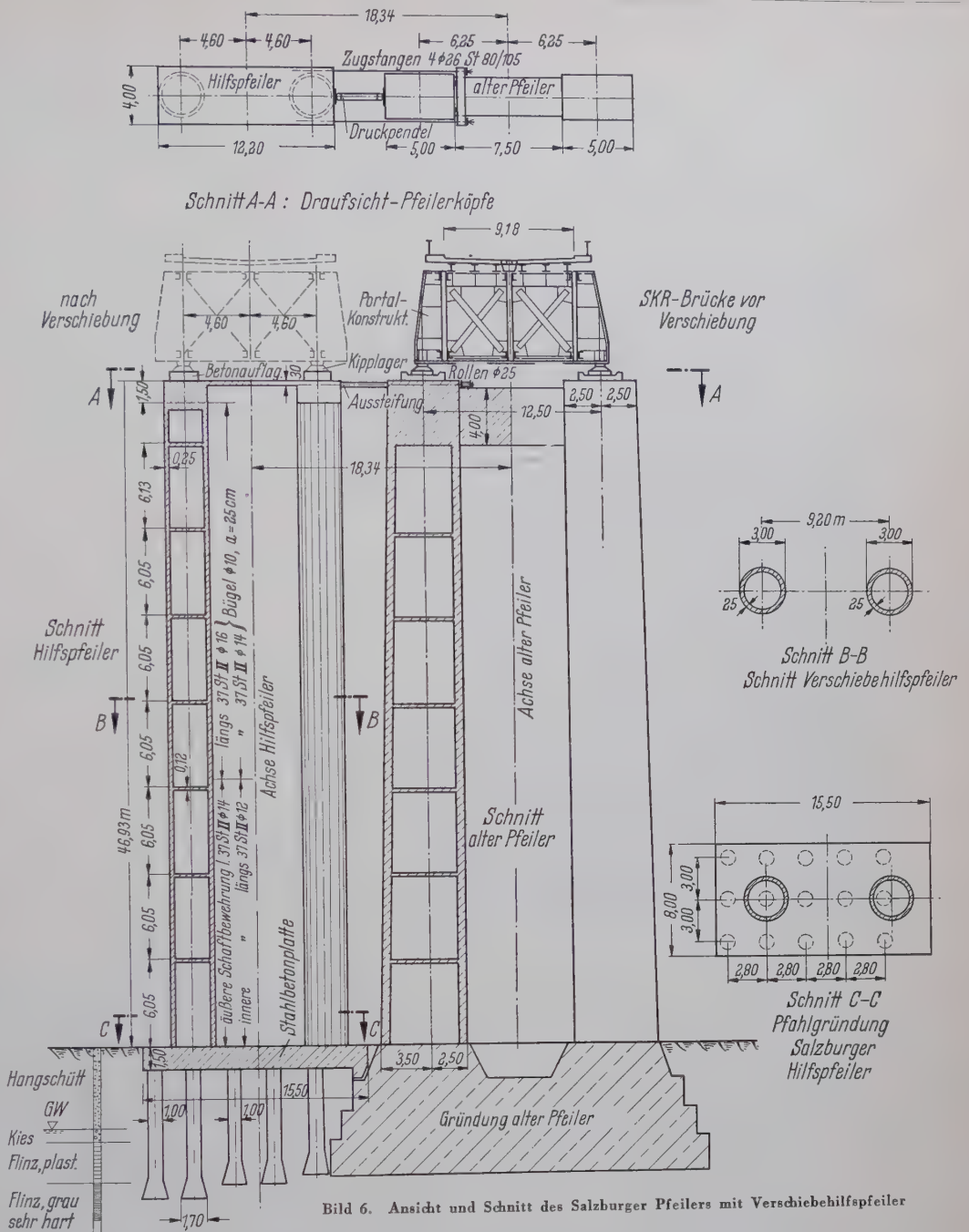


Bild 6. Ansicht und Schnitt des Salzburger Pfeilers mit Verschiebehilspfeiler

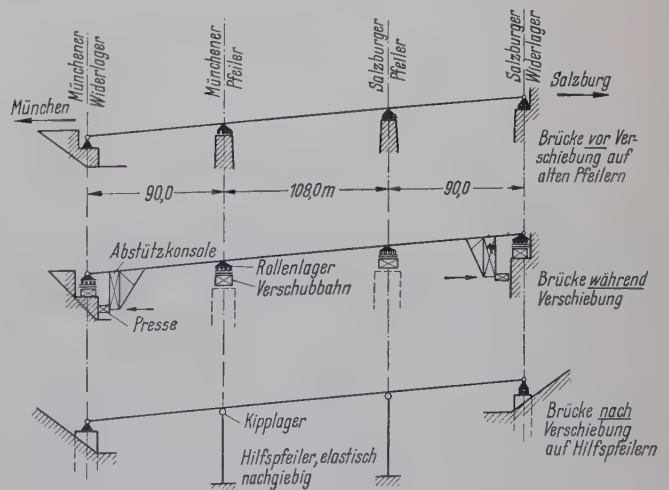


Bild 7. Auflagerungsverhältnisse der SKR-Brücke



Tagesfortschritt lag bei ununterbrochenem Schichtbetrieb (24 Stunden) im Durchschnitt bei 6–7 lfdm Doppelschaft. Dank der vorbereiteten Winterschutzmaßnahmen (Anwärmen der Zuschläge usw.) wurde diese Leistung auch bei Temperaturen von  $-19^{\circ}\text{C}$ , wie sie beim Bau des Salzburger Pfeilers auftraten, nicht beeinträchtigt. Aus Bild 8 ist die Steinwolleabdeckung für den frischen Beton ersichtlich, die jeden Schaft auf eine Länge von 10 m umgab und mit der Gleitschalung hochgezogen wurde. Frostschäden am Beton konnten nicht beobachtet werden.



Bild 8. Betonieren der Hilfspfeiler

### 3.2 Konstruktive Gesamtanordnung der Verschiebbahn und aufzunehmende Kräfte

An der Mangfallbrücke — eine über drei Felder durchlaufende Stahlfachwerkträgerkonstruktion von 288 m Länge und rd. 4000 t Gewicht — war bei der Verschiebung um 18,34 m die große Höhe von 50–70 m über der Talsohle sehr erschwerend, da die Verschiebkonstruktion nur auf den alten und neuen Pfeilern aufgelagert und unter sehr beschränkten Platzverhältnissen eingebaut werden konnte.

Unter den gegebenen Umständen erwies sich deshalb eine Verschiebbahnkonstruktion aus einem System von meist freiaufliegenden Trägern am vorteilhaftesten.

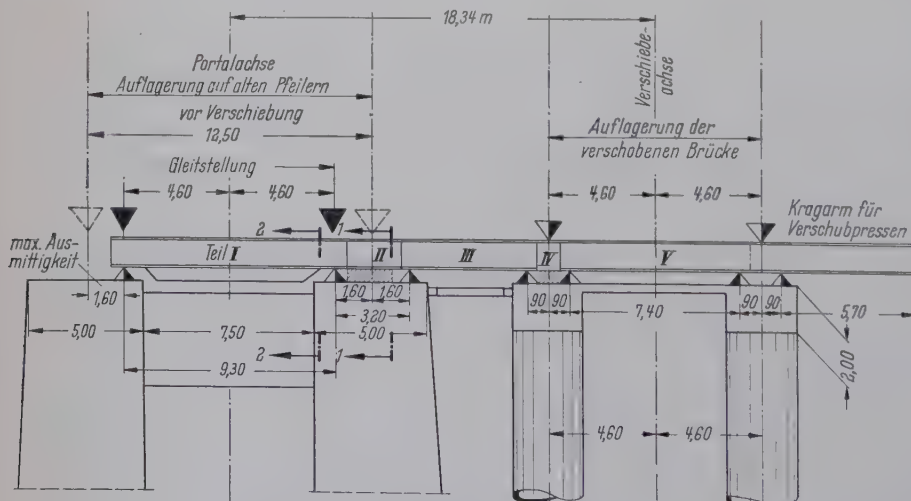


Bild 9. Auflagerung der Verschiebbahn

Die Verschiebbahn setzte sich aus den Teilen I–V zusammen (Bild 9). Teil I, III und V sind freiaufliegende Trägerroste von verschiedener Stützweite und Trägerzahl, während II und IV voll aufgelagerte Träger neben den Auflagerquadern sind. In vertikaler Richtung sind die Träger gelenkig gelagert, während sie zur Übernahme der Reibungsdruckkräfte durch die Verschiebung auf Druck verbunden sind.

Als Belastung auf die Verschiebbahn wurden angesetzt:

1. a) Lotrechte Lasten aus Eigengewicht des SKR-Überbaus, Temperaturdehnung desselben und Wind auf Überbau rd. 820 t.
- b) Lotrechte Belastung der Verschiebbahn durch ihr Eigengewicht, Pressen und Pumpen.
- c) Lotrechte Belastung der Verschiebbahn aus Gerüsten und Nutzlast  $P = 500 \text{ kg/m}^2$ .
2. Horizontale Lasten auf Obergurt der Verschiebbahn
  - a) quer zur Verschiebbahn aus Reibung infolge Längenänderung des SKR-Überbaus  $= H_T$ .
  - b) Längs der Verschiebbahn aus der Reibung der Gleitschube während der Verschiebung  $= R$ .

### 4. Die Verschiebkonstruktion im einzelnen

#### 4.1 Aufnahme der lotrechten Lasten

#### 4.1.1 Konstruktion der Verschiebbahn I unter Berücksichtigung der Auflagerverhältnisse auf den alten Pfeilern

Da die Montage dieses Teils ohne Sperrung des Verkehrs durchgeführt werden mußte, war für die Bauhöhe der Verschiebkonstruktion der Abstand von 1,06 m zwischen Oberkante Pfeilerkopf und Unterkante SKR-Konstruktion bestimmend. Die Verschiebbahn wurde deshalb grundsätzlich aus Walzträgern  $\text{I P 100}$  aufgebaut, deren oberer Flansch durchwegs mit einer 30er Lasche verstärkt wurde.

Besondere Überlegungen erforderte die Zahl der Träger. Gemäß Bild 10 lag die Auflagerachse auf den Pfeilern um 30 cm exzentrisch zur Pfeilermitte. Bei dem alten Beton der Pfeilerköpfe durfte die Lastenleitung nicht unmittelbar neben dem Betonrand liegen. Die Stützweite der Verschiebbahn Teil I von 9,30 m war durch die größtzulässige Ausmittigkeit von 1,60 m von Pfeilerschaftachse bedingt (siehe Bild 9). Nach verschiedenen umfangreichen Voruntersuchungen entschied man sich deshalb für folgende Lösung:

1. Die Trägerzahl wurde bei Teil I auf 4 Stück reduziert. Da diese die vorhandenen Lasten nicht aufnehmen konnten, wurden sie am Untergurt mittels längsgeteilter  $\text{I P 100}$  fischbauchartig verstärkt (Bild 11 und 19). Die Vergrößerung der Bauhöhe auf 1,50 m war durch die tiefere Lage des Pfeilerriegels möglich.

2. Eine Einzelauflagerung der Träger war infolge der Betonpressungen nicht möglich. Sämtliche Längsträger wurden deshalb mittels Paßschrauben an einen steifen Auflagerquerträger angeschlossen, und die Auflagerkraft mittels einer Linienkippleiste (siehe Bild 10) in den Pfeilerkopf eingeleitet.

Zur gleichmäßigen Beanspruchung aller Träger wurden sie durch steife Querschotten zu einem Trägerrost zusammengefaßt. Zur Aufnahme der hohen Auflagerdrücke waren umfangreiche Stegverstärkungen erforderlich.

#### 4.1.2 Verschiebbahn III und V

Verschiebbahn III und Verschiebbahn V waren freiauflagerte Trägerroste mit 3 und 6 durch aufgeschweißte Lamellen verstärkte  $\text{I P 100}$  als Längsträger. Als größtzulässige Exzentrizität auf dem Verschiebehilfspfeilerkopf waren 0,90 m von Schaftachse zugelassen, wodurch sich für Teil III eine Stützweite von 5,0 m und für Teil V eine Stützweite von 7,40 m ergab.



13 Verschiebbahn neben den Auflagern (II und IV)

Hier bestand die Verschiebbahn jeweils aus einem beidseitig neben dem Lagerkörper liegenden und satt auf Beton aufliegenden P 100. Für die Übernahme der Auflagerkräfte waren bis zu 3fache Stegverstärkungen sowie zahlreiche Stegaussteifungen erforderlich.

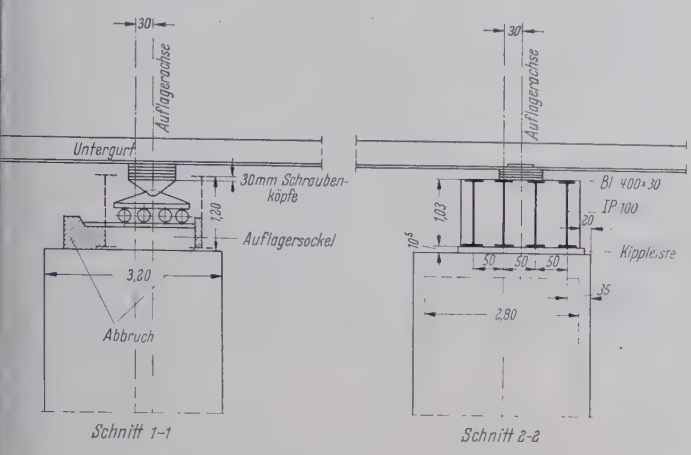


Bild 10. Platzverhältnisse auf den Pfeilerköpfen

Herlich. Beim alten Pfeiler (II) war außerdem zu berücksichtigen, daß die beiden Träger erst nach Anheben der Brücke und Ausbau der Kippelager montiert werden konnten.

1.2 Konstruktive Vorkehrungen an der Verschiebbahn zur Aufnahme der Horizontalkräfte

Die Obergurte der Verschiebbahn wurden in 2 Richtungen durch horizontale Kräfte  $H_T$  und  $R$  beansprucht, für deren Aufnahme besondere konstruktive Maßnahmen vorgesehen werden mußten.

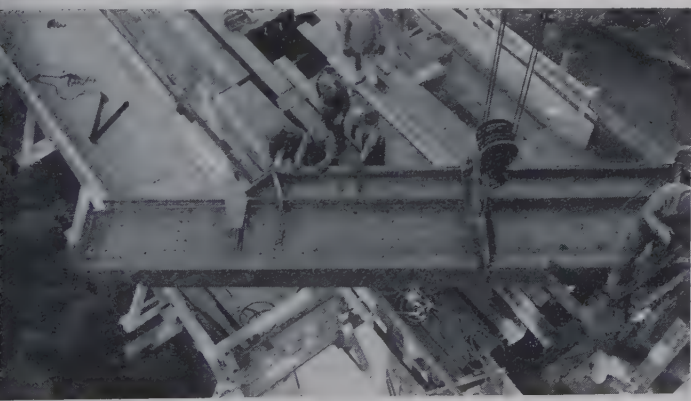


Bild 11. Einschnenken des Verschiebträgers I

4.21 Aufnahme der Horizontalkraft  $H_T$  aus Temperaturbewegungen senkrecht zur Verschiebbahn

Der Lastfall „Brücke zur Hälfte verschoben, exzentrische Belastung des südlichen alten Pfeilerschaftes durch das nördliche Brückenlager + Temperatur + Wind + sonstige Lasten“ ergab bereits eine geringfügige Überschreitung der zulässigen Spannungen im Pfeiler. Da damit gerechnet werden mußte, daß durch irgendwelche Umstände (Pressenausfälle) die Brücke für einige Tage in der oben beschriebenen Stellung steht, wurde die nach DIN 1072 vorgeschriebene Temperaturdifferenz von  $35^\circ\text{C}$  der Berechnung zugrunde gelegt. Ohne besondere Vorkehrungen würden die alten Pfeiler bei gleitender Reibung und einseitiger Brückendehnung vom Münchener Widerlager aus überbeansprucht. Zugleich hätte der Verschiebbahn-Obergurt sehr aufwendige Aussteifungen erfordert.

Um diese Horizontalkraft  $H_T$  von vornherein möglichst klein zu halten, wurde die Möglichkeit einer Ausschaltung der einseitigen Brückendehnung oder einer vollen Ausschaltung der gesamten Brückendehnung untersucht.

Auf Grund dieser Voruntersuchungen entschied man sich für die Ausschaltung der einseitigen Brückendehnung. Nach Bild 14 und 15 wurde die Brücke während des Verschiebes auf Rollenlagern mit einem geringen Reibungswert aufgelagert und die Horizontalkraft aus Temperaturdehnung damit stark verkleinert. Als Rollenlager wurden Vielrollenlager verwendet. Diese bestehen aus Rollen von 25 mm  $\phi$ , welche aus Spannstahl St 80/105  $\phi$  26 auf  $\phi$  25 abgedreht werden und zwischen 2 Stahlplatten liegen. Die zulässige Hertzsche Pressung beträgt  $25\text{ t/cm}^2$ . Nach Versuchen an der T. H. München wurden bei diesen Rollenlagern auch bei Bewegungen schräg zur Rollenrichtung Reibungswerte von nur 0,3 bis 0,4 % festgestellt.

Die Auflagerung der Brücke auf Rollenlagern über den Gleitschuhen bot insofern Schwierigkeiten, als sich letztere nicht als starre Auflagergrundplatten verhalten, sondern sich je nach Abstand und Zahl der Verschiebeträger (siehe Querschnitte) verschieden verformen werden. Um eine gleichmäßige Belastung zu gewährleisten, wurde nach Bild 14 und 15 über den Rollenlagern ein Kippelager zur gleichmäßigen Lasteinleitung angeordnet, über den Gleitschuhen ein lastverteilender Querträger aus 4 ausgesteiften IP ausgeführt, das Vielrollenlager zwischen Bleiplatten eingebaut.

Die Horizontalkraft  $H_T$  quer zur Verschiebbahn wurde damit auf 2,5 t reduziert.

Nach Bild 7 war die Brücke während des Verschiebens nur auf Rollen gelagert und besaß keinerlei Festhaltung. Um Horizontalkräften, die infolge einer möglichen Schrägstellung der Lager während des Verschiebens auftreten könnten, vorzubeugen, wurde an den Brückenenden bei den äußeren SKR-Hauptträgern je eine Stützkonsolle von etwa 2 m Bauhöhe angeordnet, die im Bedarfsfall mittels hydraulischer Pressen gegen die Widerlager gestemmt werden konnte (Bild 12).

Als Kippelager über dem Vielrollenlager wurden die vorhandenen Brückenkipplager benützt. Alle diese Maßnahmen erforderten eine Bauhöhe von 1,04 m (Bild 14) und damit eine Brückenhebung um 1,04 m.

4.22 Wahl der Verschiebart und Aufnahme der Reibungskraft in Verschiebrichtung

Grundidee der Verschiebung in der vorliegenden Form war die gleitende Reibung. Der Vorschub wurde mit gehobelten Gleitblechen unter Verwendung eines Spezialschmiermittels vorgenommen (Bild 16). Hierfür wurde von der Firma Südeisenbau Molybdändisulfid in Form von Molykote vorgeschlagen. Nach eigens für vorliegenden Zweck an der Landesgewerbeanstalt Nürnberg durchgeführten Reibungsversuchen betrug die gleitende Reibung etwa 15 %, ein Wert, der auch beim Anfahren nicht höher lag, so daß eine völlig ruckfreie Bewegung möglich war.

Der Berechnung wurde sicherheitshalber ein Reibungswert von  $\mu = 0,20$  zugrunde gelegt, womit im Obergurt der Verschiebbahn eine Reibungskraft von  $2 \cdot 162\text{ t}$  aufzunehmen war.

4.23 Konstruktive Maßnahmen zur Aufnahme der Reibungskraft  $R$  aus der Brückenverschiebung in der Verschiebkonstruktion

Die Übertragung der Verschieb-Pressenkräfte auf die Gleitschuhe unter dem SKR-Überbau erfolgte mittels Zugstangen aus je 4 Winkeln 100/100/12 (s. Bild 14 u. 15). Je Pfeiler waren 2 Verschiebpressen vorgesehen, die ihre Kraft über ein gemeinsames, horizontal verschiebbares Querhaupt, bestehend aus einem I 60 auf die beiden Zugbänder übertrugen (Bild 15 und 17). Um die Hilfspfeiler durch keine Reibungskraft aus der Verschiebung zu beanspruchen, wurden die freiaufgelagerten Einfeldträger der Verschiebbahnen mittels Druckstücken zwischen den Flanschen der Trägerendquerschnitte gegenseitig unter Kontakt gesetzt. Dadurch wirkte die Reibungskraft in einem geschlossenen System und rief keine äußere Reaktionskraft auf die Pfeiler hervor.



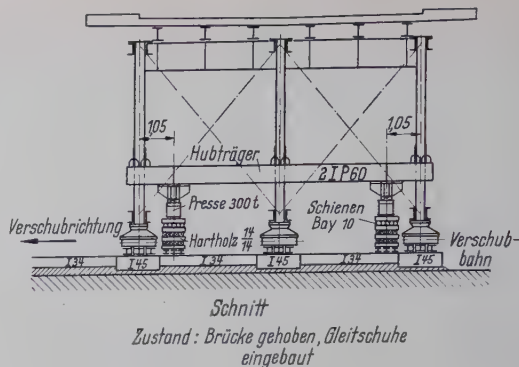
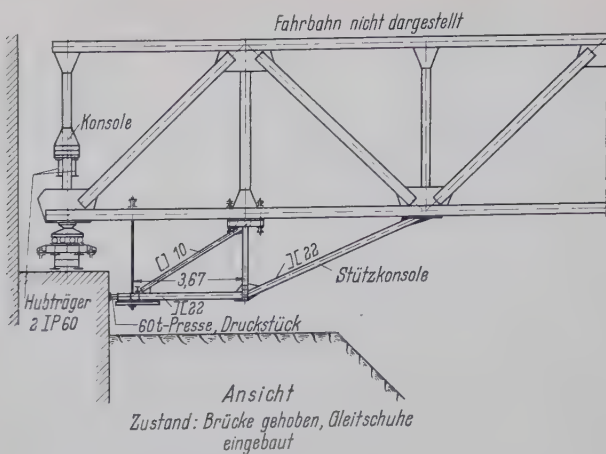


Bild 12. Ansicht und Schnitt der Hub- und Verschubkonstruktion über dem alten Widerlager mit Stützkonsole

## 4.3 Verschubkonstruktion an den Widerlagern

Die Verschubkonstruktion an den Widerlagern war wesentlich einfacher ausgebildet als die über den Pfeilern. Infolge der Schwergewichtskammermauern der Widerlager konnte die gesamte Ver-

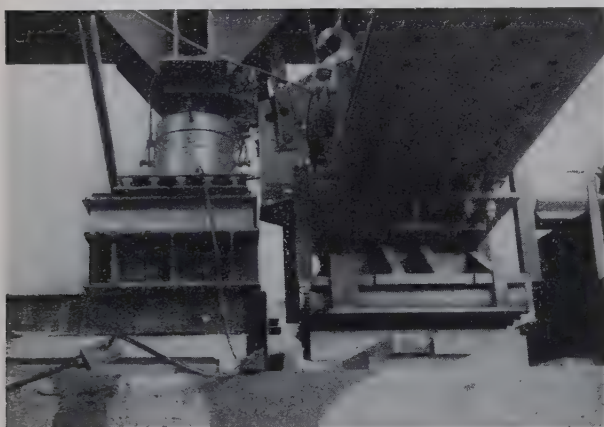


Bild 13. Ansetzen der Presse unter der Hubkonsole

schubbahn bis auf den Teil zwischen altem und neuem Widerlager kontinuierlich auf Beton aufgelagert werden. Zur Verschiebung wurde jeder der 3 SKR-Träger auf einen Gleitschuh gesetzt. Der

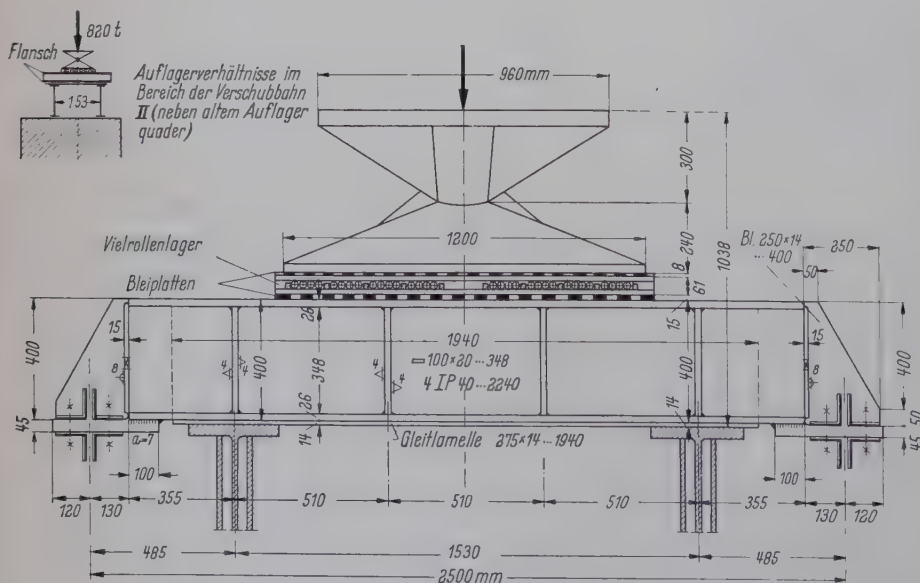


Bild 14. Gleitschuh und Brückenlagerung während der Verschiebung

Auflagerdruck aus sämtlichen Lasten betrug 172 t je Gleitschuh. Gleitschuhe und Zugvorrichtungen waren ähnlich denen auf den Pfeilern ausgebildet. Zur Hebung der Brücke wurde an den Endvertikalen des Überbaus ein Hubträger angeschlossen (Bild 12 u. 13). Auf diesen Hubträger wirkten je Widerlager 2 300-t-Pressen.

## 4.4 Maßnahmen am SKR-Überbau und Vorkkehrungen zum Absenken der verschobenen Brücke

Die Vorbereitungsarbeiten am SKR-Überbau selbst erstreckten sich vor allem auf den Einbau von Aussteifungen und Verstärkungen über den Pfeilern. Während der Verschiebung und auf den Hilfspfeilern wurde die Brücke nicht wie früher unter dem Portalrahmen, sondern direkt unter den beiden äußeren Hauptträgern unterstützt. Zur einwandfreien kraftschlüssigen Übertragung der Auflagerkraft in die Fachwerkstäbe mußten an den Vertikalen Übertragungswinkel eingebaut und die Vertikalen gegen die Untergurte ausgekittet werden. Durch die beengten Platzverhältnisse waren diese Arbeiten teilweise mit großen Schwierigkeiten verbunden.

Besondere Maßnahmen waren an den Portalkonsolen zum Absenken der Brücke erforderlich. Hierfür stand auf den Hilfspfeilern wesentlich weniger Platz zur Verfügung als zum Heben über dem alten Pfeiler. Die Absenkpresse mußten deshalb seitlich der Lager aufgestellt und die Kraft mittels zweier Schrägstreben mit Zugband (Bild 18) in das Portal übertragen werden. Der Anschluß dieser Absenkkonstruktion an das Portalblech erforderte zahlreiche Aussteifungen.

## 4.5 Maschinentechnische Einrichtung der Verschubkonstruktion

Aus Bild 19 ist die Gesamtanordnung der Verschubbahn in Grund- und Aufriß ersichtlich. Die Durchführung der Arbeiten erforderte neben der eigentlichen Verschubbahn zahlreiche Arbeits- und Schutzgerüste. Besonders beachtet wurde die einwandfreie Sicherung gegen Unfälle, insbesondere gegen Absturz. So wurde der alte Pfeilerkopf mit einem Schutzkorb aus Baustahlgewebe umgeben, während auf dem neuen Pfeiler ein eigenes Schutzgerüst erstellt wurde.

Für das Heben und Senken der Brücke wurden vorgesehen:

- je Pfeiler: für  $2 \cdot 820 = 1640$  t Auflagerdruck:  
4 Stück 500 t-Pressen von 375 mm Kolbendurchmesser,  
1 Stück Elektropumpe von 5,3 l/min Förderleistung.
- je Widerlager: für  $3 \cdot 172 = 516$  t Auflagerdruck:  
2 Stück 300 t-Pressen von 300 mm Kolbendurchmesser,  
1 Elektropumpe von 2,5 l/min Förderleistung.



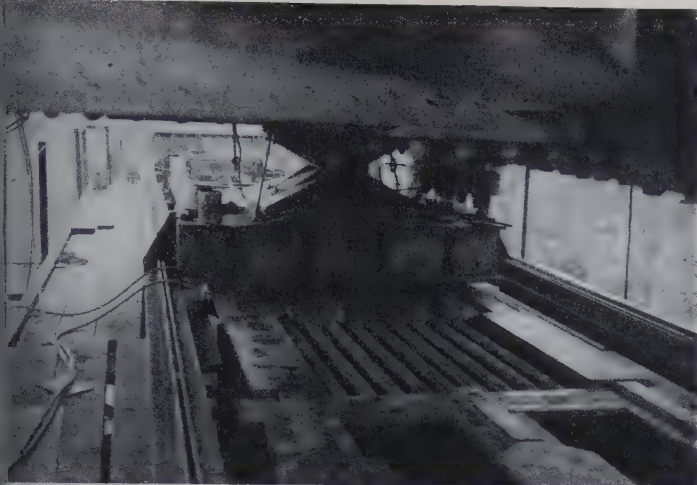


Bild 15. Aufnahme der Verschubbahn des Gleitschuhes und der Brückenauflagerung während der Verschiebung

Zum Vershub dienen:

- je Pfeiler: für  $2 \cdot 164 \text{ t} = 328 \text{ t}$  Reibungskraft:  
 2 Stück Langhubpressen von max. 1,0 m Hub und  
 einem Kolbendurchmesser von 236 mm,  
 1 Elektropumpe wie oben.
- je Widerlager: für  $3 \cdot 52 \text{ t} = 156 \text{ t}$  Reibungskraft:  
 1 Stück Landhubpresse wie vorher,  
 1 Elektropumpe wie oben.

Die Pressen und Pumpen jedes Pfeilers und jedes Widerlagers waren ein abgeschlossenes System. Von einer zentralen Steuerung sämtlicher Pressen wurde abgesehen, da bei der Länge der Brücke zu umfangreiche Rohrleitungen und zu hohe Anfangsdrücke erforderlich geworden wären. Die Rohrleitungen von der Pumpe zu den Pressen bestanden aus starren Hochdruckrohren, als Ansatzstück zur Presse diente ein etwa 3 m langer Hochdruck-Schlauch. Jede Presse konnte zusätzlich durch ein eigenes Ventil gesteuert werden.

Pfeiler und Widerlager waren durch ein System von Feldtelefonen mit einem zentralen Leitstand verbunden, von dem aus sämtliche Arbeitsvorgänge geleitet wurden.

#### 5. Montage der Verschubkonstruktion

Bemerkenswert war die Montage der Verschubkonstruktion über den Pfeilern.

Die Träger wurden mit Autokran von der Fahrbahn bei halbseitiger Verkehrssperre auf den Kopf des Hilfspfeilers abgelassen (Bild 11). Infolge der geringen Arbeitshöhe unter der SKR-Brücke wurden die Träger I liegend und an drei Kettenzügen hängend unter dem äußeren Hauptträger durchgependelt und konnten erst unter der SKR-Brücke aufgerichtet werden. Die Montage der übrigen Verschubbahnen (II—V) bot nichts besonderes.

Nach Fertigstellung der Verschubkonstruktion wurden die Pressen, Pumpen und Leitungen montiert, der Autobahnverkehr gesperrt und die Fahrbahnübergangskonstruktionen an den Widerlagern ausgebaut.



Bild 16. Abhebeln und Glätten der Gleitflächen für die Verschiebung der SKR-Brücke

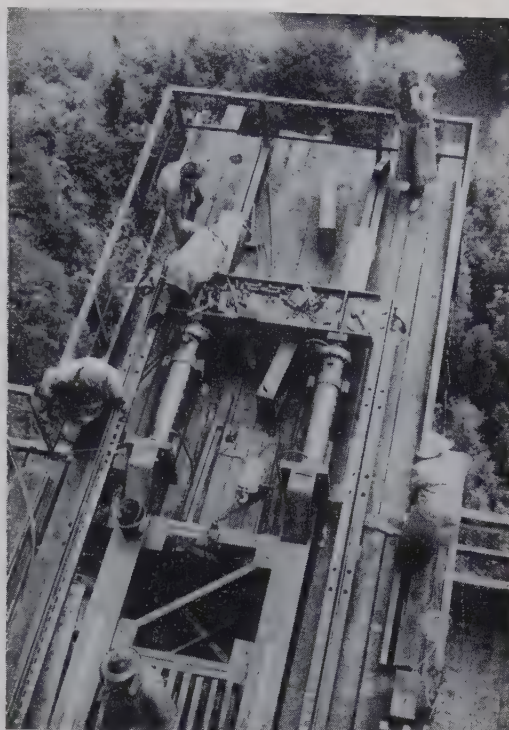


Bild 17. Ansicht der Verschubeinrichtung

#### 6. Brückenhebung

Nach Sperrung des Verkehrs und Ausbau der Übergangskonstruktionen an den Widerlagern wurde die Brücke an sämtlichen Auflagerungspunkten zugleich um 15 cm angehoben, auf der Verschubbahn unter den äußeren Hauptträgern mittels Eisenbahnschienen Bay X unterstapelt und auf die Stapel abgesetzt. Hierauf wurden die Kipplager und die Rollen der alten Lager ausgebaut und einseitig seitlich gelagert. Nach Ausbau der Lager wurden die Pressen mit Hilfe von Kettenzügen hochgezogen und ebenfalls unterstapelt. Der zweite und dritte Hub von jeweils 14 cm erfolgte in gleicher Weise durch wechselseitiges Anheben und Stapeln von Pressen und Überbau (Bild 20).

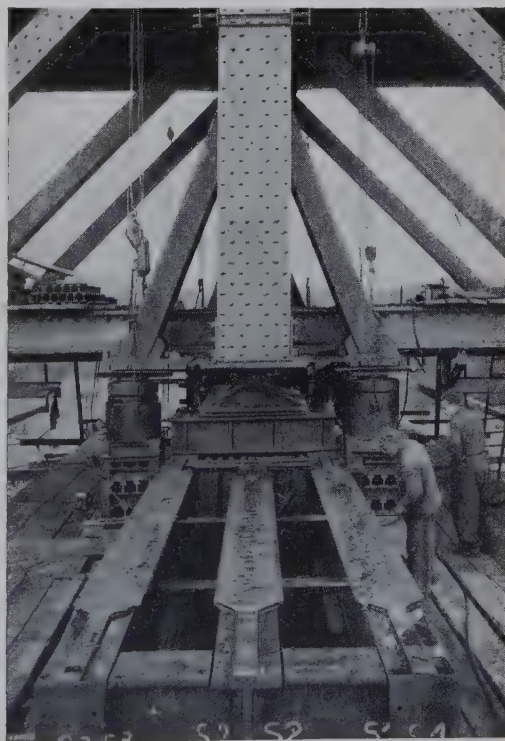


Bild 18. Schrägstreben zum Absenken der Brücke



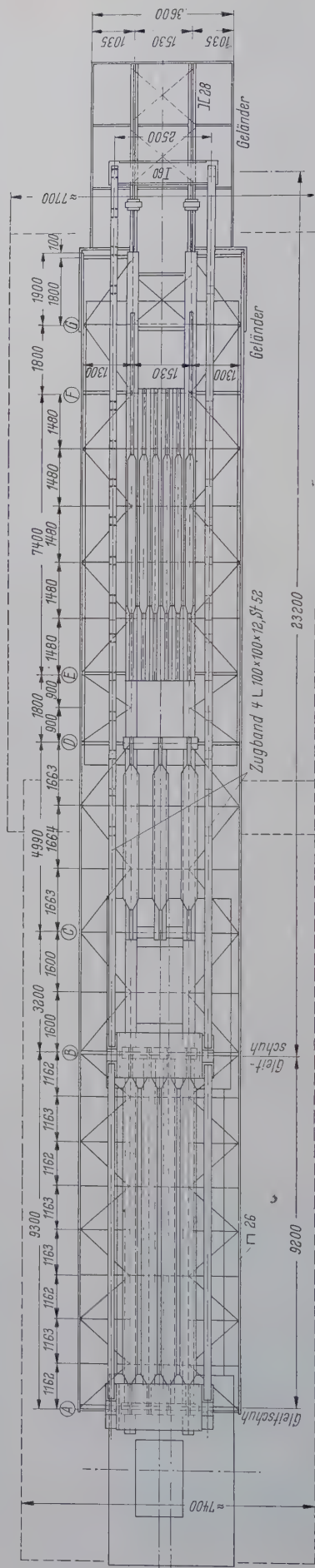


Bild 19. Längsansicht und Draufsicht der Verschiebubahn

Bei der Hebung wurden Höhentoleranzen von 3 cm zwischen den einzelnen Hubpunkten zugestanden. Die gleichmäßige Hebung wurde mittels der erwähnten Fernsprechanlage gewährleistet.

Nach diesen Vorbereitungen wurden die Zugstangen an das Queraufzugsvor den Kolben der liegenden Langhubpressen angeschlossen und die Brücke in zunächst 1,0 m, später 0,50 m langen Hüben bis zu einer Gesamtlänge von 18,34 m verschoben. Als Toleranz zwischen den einzelnen



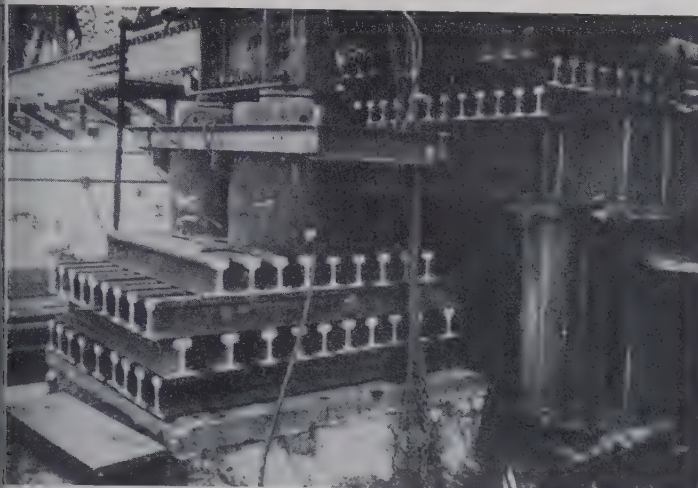


Bild 20. Brückenhebung

Verschiebestellen (Pfeiler und Widerlager) waren 3 cm zugelassen. Die Größe der jeweiligen Verschiebung wurde an einer Skala abgelesen, die auf den Zugbändern angebracht war und über Telefon an die Steuerzentrale durchgegeben wurde. Voreilende Pressen konnten dadurch rechtzeitig gestoppt werden. Sofern keine Zwischenfälle eintraten, wurde der Weg von 1 m in der Zeit von etwa 30 min zurückgelegt.

Sobald ein Schubweg von 1,0 m zurückgelegt war, wurden die Pressenkolben zurückgeholt, das Querhaupt zurückgeschoben und die Zugstange am nächsten Bolzenloch mittels gedrehter Bolzen angeschlossen. Der überstehende Teil der Zugstangen wurde abgebrannt (vgl. Bild 17).

Bezüglich des Gleitmittels waren keinerlei Schwierigkeiten zu verzeichnen. An Stelle des angesetzten Reibungswertes von  $\mu = 0,20$  wurden dank der hervorragenden Eigenschaften des verwendeten Schmiermittels Reibungswerte von  $\mu = 12\%$  erzielt, die gegen Ende des Verschlusses sogar bis auf  $8\%$  abfielen. Das Anfahren erfolgte völlig ruckfrei ohne Steigerung der Pressenkraft.

Unter Belastung bildete sich aus der Schmierschicht eine harte und glänzende Schicht aus, die mit der Stahl-Walzhaut eng verbunden war (Bild 21). An den belasteten Stellen wurde diese Schicht bis auf einen dünnen Film weggenommen, wodurch die Lasteinleitungsflächen sichtbar gemacht wurden. Letztere traten im allgemeinen nur über den Trägerstegen auf.



Bild 21. Schmierschicht nach der Belastung

Bedauerlich war das häufige Versagen der Langhubpressen. Trotz der Vorhaltung von Reservepressen war man zu laufenden Reparaturen der ausgefallenen Pressen gezwungen. Hauptschadensursache waren gebrochene Pressenmanschetten, die sich bei den verwendeten Langhubpressen als besonders empfindlich erwiesen. Da die Manschetten sowohl zum Anpressen wie zum Rückholen des Kolbens dienten, wurde vermutet, daß der große Pressenhub von 1,0 m zu Verkantungen der Kolbenstange und des Kolbens führte, wodurch

die Manschette an einer Seite durchgescheuert wurde. Man entschloß sich deshalb zu einer Reduzierung des Hubes auf 0,50 m. Durch diese Maßnahme gingen die Pressenausfälle sofort stark zurück. Die Strecke von 9,60 m bis 18,30 m konnte dann ohne einen einzigen Pressenausfall innerhalb zwölf Stunden zurückgelegt werden (Bild 22).

Während der Verschiebung wurden sämtliche Pfeiler auf eventuelle Bewegungen hin mittels mehrerer fest aufgestellter Theodolithen und Nivelliergeräte dauernd beobachtet. Jedoch konnten sowohl lagemäßig wie höhenmäßig keine unerwarteten Bewegungen festgestellt werden. Die größte Verbiegung der Hilfspfeilerschäfte war 10 mm, die auf starke Sonnenbestrahlung des südlichen Pfeilerschaftes zurückzuführen war. Außer der erwarteten elastischen Zusammendrückung der Hilfspfeilerschäfte von etwa 5 mm ergaben sich keine weiteren Setzungen. Die Verschiebungskonstruktion wies nach abgeschlossener Verschiebung keine Schäden auf.

Im ganzen gesehen, erwies sich beim Bauvorhaben Mangfallbrücke der Gedanke, die Verschiebung gleitend vorzunehmen, als voll gerechtfertigt. Bei den hohen Auflagerdrücken war die Wahl



Bild 22. Aufnahme der Brücke während der Verschiebung

des Gleitmittels von ausschlaggebender Bedeutung. Mit der Verwendung von Molybdändisulfid wurde erstmals ein neuartiges modernes Schmiermittel unter den harten Bedingungen einer Baustelle erfolgreich erprobt.

### 8. Absenkung der Brücke

Die Absenkung der Brücke um 0,90 m nach beendetem Verschiebung erfolgte über den Hilfspfeilern unter Zuhilfenahme von Schrägstreben, die an die Portalbleche angeschlossen waren (vgl. Bild 18). Am Fuß dieser mittels eines Zugbandes verbundenen Schrägstreben befand sich je eine 500 t-Presse, die sich auf Schienenstapel beiderseits der Verschiebbahn abstützte. Die Schwellenstapel waren mit Schrägstreben und Eckwinkel abgesteift und auf einem Betonquader montiert. Vor dem Absenkvorgang wurden die Zugwinkel der Verschiebung abgebrannt, die Brücke etwas angehoben und die Gleitschuhe unter den Kipplagern ausgebaut. Da diese Kipplager später als Brückenlager dienen sollten, wurden sie nicht ausgebaut, sondern unterstapelt. Die Absenkung selbst erfolgte wiederum durch wechselweises Ablassen der Pressen und Ausbauen der Stapel und verlief ohne besondere Zwischenfälle.

### 9. Restarbeiten

Nach Abschluß der Absenkung wurde der Überbau lage- und höhenmäßig ausgerichtet und die Lager auf planmäßige Höhe eingestellt. An den neuen Widerlagern erfolgte der Einbau der Übergangskonstruktionen zu den Behelfsrampenbrücken.

Zur Sicherung des Straßenverkehrs wurden die Fahrbahnverziehungen zur verschobenen Brücke mit Leitplanken am Fahrbahnrand und Fahrbahnmitte, Verkehrsinseln, elektrisch beleuchteten Verkehrszeichen usw. ausgestattet.



Am Samstag, dem 12. Juli 1958, konnte die Brücke nach einer Probebelastung und Untersuchung wieder dem Verkehr übergeben werden. Unmittelbar nach Abschluß der Verschiebungsarbeiten begannen am alten Münchener Widerlager die Arbeiten für den neuen Überbau.

#### 10. Beteiligte

Bauherr für das Bauvorhaben Mangfall-Brücke ist die Bundesrepublik Deutschland — Bundesverkehrsministerium — im Rahmen der Auftragsverwaltung für die Bundesfernverkehrsstraßen vertreten durch die Oberste Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Innern. Die Bauleitung lag in Händen des Autobahnbauamtes München. Bauausführende Firma für die gesamten Arbeiten ist die Dyckerhoff & Widmann KG, Niederlassung Mün-

chen, die auch sämtliche Betonarbeiten für die Verschiebung in Entwurf und Ausführung durchführte.

Entwurfsbearbeitung, Werkstattarbeiten und Montage der Stahlkonstruktion, der Verschiebevorrichtungen sowie Durchführung der Verschiebung erfolgte durch die Süddeutsche Eisenbaugesellschaft mbH, Nürnberg.

Die Prüfung der statischen Berechnungen für Verschiebung und für den neuen Spannbetonüberbau wurde durch das Ingenieurbüro Dipl.-Ing. H. Grassl, Düsseldorf durchgeführt.

#### Schrifttum

- [1] Schmerber, L.: Brückenbesichtigungswagen aus Leichtmetall für jede Brückenkonstruktionsart. Stahlbau 20 (1951) H. 3 S. 38/39.
- [2] Schmerber, L.: Vielseitige Verwendbarkeit des Brückenbesichtigungswagens aus Leichtmetall DPa. Stahlbau 21 (1952) H. 10 S. 184/85.

## Winddruck auf Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln

Von Dipl.-Ing. Ž. Hiba, Belgrad

DK 624.5.042.4

### 1. Einleitung

Das Verhalten der Hängebrücken unter dem Einfluß waagerechter Belastungen wurde in kleinerem Umfang als für senkrechte Belastungen behandelt. Anfangsarbeiten vor dem ersten Weltkrieg ausgenommen, wurde dieses Gebiet zwischen den zwei Weltkriegen [1] und später in der Fachliteratur gründlicher erforscht. Große Hängebrücken in den USA und der Einsturz der Tacoma-Brücke gaben den Anlaß für grundlegende Analysen, besonders zum Studium der aerodynamischen Stabilität [2].

Bei der statischen Behandlung waagerechter Belastungen wird gewöhnlich die durch gleichmäßig verteilte senkrechte und waagerechte Belastung vollbelastete Hängebrücke betrachtet [3], [4], [10]. Einige Arbeiten sind Spezialfällen gewidmet, wie der Seitensteifigkeit der durch Streckenlasten und Einzelkräften belasteten Hängebrücke [1], [5], was vorwiegend bei weitgespannten Hängebrücken entsprechende Anwendung findet.

Es wird dabei gewöhnlich angenommen, daß die Tragkabel in senkrechten Ebenen liegen, so daß die waagerechten Kabelausbiegungen untereinander gleich sind (Bild 1). Es ist jedoch oft der Fall, daß Tragkabeln in schrägen Ebenen liegen (Bild 2). Dies tritt ein, wenn es unerwünscht ist, daß die Pylone die Fahrbahn und Fußwegbreiten einschränken. Bei Hängebrücken für Rohrleitungen liegen die Tragkabeln in schrägen Ebenen, was den Vorteil größerer Seitensteifigkeit des Tragwerks beibringt (Bild 3). Diese Vergröße-

Außer waagerechten Verformungen infolge Verdrehung entstehen auch senkrechte Verformungen, nämlich auf der linken Seite Hebung des Kabels und des Versteifungsträgers und auf der rechten Seite entsprechendes Senken.

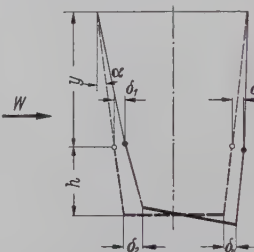


Bild 4. Verformung der Hängebrücke bei schräg liegenden Tragkabeln

Die senkrechten Verschiebungen sind jedoch verhältnismäßig klein und betragen einen Bruchteil der waagerechten Verschiebungen. Das Verhältnis der senkrechten zu den waagerechten Verschiebungen wird folgendermaßen gegeben:

$$\frac{\eta}{\delta} \approx \operatorname{tg} \alpha,$$

worin

$\eta$  = senkrechte Verschiebung,  
 $\delta$  = waagerechte Verschiebung,  
 $\alpha$  = Winkel gemäß Bild 4 ist.

Es wird z. B. für  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{5}$ , was ein hoher Wert für  $\operatorname{tg} \alpha$  ist,  $\eta = \frac{\delta}{5}$  werden.  $\operatorname{tg} \alpha$  hat gewöhnlich den Wert 0,10 oder noch kleiner,

so daß man senkrechte Verschiebungen vernachlässigen kann. Da die senkrechten Verschiebungen des Versteifungsträgers ungleich sind, wird der Querschnitt verdreht, was infolge der Drillsteifigkeit des Versteifungsträgersystems eine Umordnung der Hängerkräfte verursacht. Durch die Vernachlässigung von  $\eta$  wird auch die Drillsteifigkeit bedeutungslos, wodurch das Rechenverfahren vereinfacht wird. In diesem Fall erhält man an Stelle von Bild 4 Bild 5.

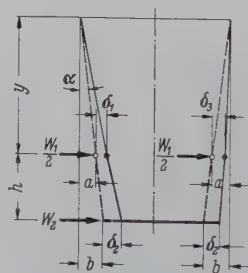


Bild 5. Vereinfachte Verformung des Hängebrückenquerschnittes

Diese Vereinfachung eliminiert die unbekannte Verschiebung  $\delta_4$ , weil  $\delta_2 = \delta_4$ .

Wenn man gleichmäßig verteilte Windbelastung voraussetzt, und mit  $w_1$  die Winddruckintensität auf beiden Tragkabeln und mit  $w_2$  die Winddruckintensität auf den Versteifungsträger bezeichnet, so wird der Hängebrückenquerschnitt die in Bild 5 stärker ausgezogene Form annehmen. Wert  $b$  ist konstant, alle anderen Werte im Bild 5 sind Funktionen von  $x$ .

Die Gleichgewichtsbedingung für das linke Seil ergibt folgende Gleichung:

$$\frac{w_1}{2} + \frac{q}{2h} (b + \delta_3 - a - \delta_1) + \frac{H}{2} (a + \delta_1)^n = 0,$$

oder

$$w_1 + \frac{q}{h} (b - a + \delta_2 - \delta_1) + H (a + \delta_1)^n = 0 \quad (1)$$

worin bedeuten:

$q$  = Vertikalkomponente der Hängerkräfte,  
 $H$  = Horizontalkomponente des Zuges in beiden Kabeln,  
 $a$  = Horizontalabstand des Kabels gemäß Bild 5.

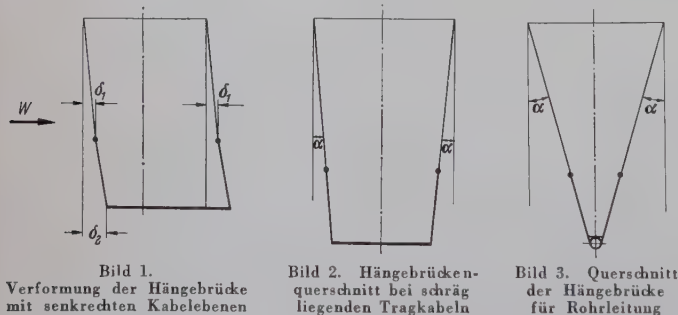


Bild 1. Verformung der Hängebrücke mit senkrechten Kabelebenen

Bild 2. Hängebrückenquerschnitt bei schräg liegenden Tragkabeln

Bild 3. Querschnitt der Hängebrücke für Rohrleitung

rung der Seitensteifigkeit ist verhältnismäßig klein, und deswegen werden, wenn nötig, spezielle waagerechte Windkabel eingebaut.

Hier wird ein Rechenverfahren für einfeldrige Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln dargelegt. Als Sonderfall enthält dieses Verfahren bekannte Lösungen für einfeldrige Hängebrücken mit senkrecht liegenden Tragkabeln.

### 2. Rechnungsgang

Ein Hängebrückenquerschnitt mit schräg liegenden Tragkabeln ist schematisch im Bild 4 gegeben. Bei stationärem Winddruck biegt sich die Brücke aus und nimmt ungefähr die im Bild stärker angedeutete verzerrte Form an. Waagerechte Ausbiegungen der Tragkabel sind  $\delta_1$  und  $\delta_3$  und die des Versteifungsträgers  $\delta_2$  und  $\delta_4$ . Nur wenn die Tragkabel in senkrechten Ebenen liegen, sind entsprechende Ausbiegungen  $\delta$  einander gleich, also  $\delta_1 = \delta_3$  und  $\delta_2 = \delta_4$ .



Dabei wird vorausgesetzt, daß der Versteifungsträger mit dem Kabel mittels stetig und gleichförmig verteilter Hänger verbunden ist, und daß sich  $H$  bei Winddruck nicht ändert. Tatsächlich ändert sich  $H$  und sogar für beide Kabel verschieden, aber die Veränderung ist so klein, daß man sie in der praktischen Berechnung nicht zu berücksichtigen braucht.

Für das zweite Kabel ergibt sich entsprechend:

$$w_1 - \frac{q}{h} (b - a - \delta_2 + \delta_3) - H(a - \delta_3)'' = 0 \quad (2)$$

Auf den Versteifungsträger wirken der Winddruck  $w_2$  sowie die Horizontalkomponenten der Hängerkkräfte. Bei Neigung der Tragkabelebene vor der Windbelastung, abhängig von der waagerechten Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers, sind folgende Fälle möglich: 1. Beide Kabel entlasten das Versteifungsträgersystem (Tragkabelebenen in Anfangslage senkrecht oder nahezu senkrecht); 2. Ein Tragkabel wirkt entlastend und das andere belastend (Tragkabelebenen in Anfangslage schräg); 3. Beide Tragkabel belasten das Versteifungsträgersystem (wenn  $EJ_w \rightarrow \infty$ ).

Gemäß Bild 5 erhält man für den Versteifungsträger:

$$w_2 - \frac{q}{2h} (b - a + \delta_2 - \delta_1) + \frac{q}{2h} (b - a - \delta_2 + \delta_3) - EJ_w \delta_2'''' = 0$$

$$oder \quad w_2 + \frac{q}{2h} (\delta_1 + \delta_3 - 2\delta_2) - EJ_w \delta_2'''' = 0 \quad (3)$$

Die Lösung des Differentialgleichungssystems wird mittels Fourierschen Reihen, mit Beschränkung auf drei Glieder, durchgeführt. Es wird zuerst in die Differentialgleichung (1) folgende Substitution eingeführt:

$$\frac{q}{h} (b - a + \delta_2 - \delta_1) = C_1 \sin \pi \frac{x}{l} + C_2 \sin \pi \frac{2x}{l} + C_3 \sin \pi \frac{3x}{l} \quad (4)$$

$$w_1 + C_1 \sin \pi \frac{x}{l} + C_2 \sin \pi \frac{2x}{l} + C_3 \sin \pi \frac{3x}{l} + H(a + \delta_1)'' = 0 \quad (5)$$

Durch zweimaliges Integrieren unter den Randbedingungen

$$\delta_1 = 0 \text{ für } x = 0 \text{ und } x = l$$

ergibt sich endlich:

$$H\delta_1 = -Ha + \frac{w_1 x}{2} (l - x) + \frac{l^2}{\pi^2} \left[ C_1 \sin \pi \frac{x}{l} + \frac{C_2}{4} \sin 2\pi \frac{x}{l} + \frac{C_3}{9} \sin 3\pi \frac{x}{l} \right] \quad (6)$$

Für das rechte Tragkabel ist analog:

$$\frac{q}{h} (b - a - \delta_2 + \delta_3) = C_4 \sin \pi \frac{x}{l} + C_5 \sin \pi \frac{2x}{l} + C_6 \sin \pi \frac{3x}{l} \quad (7)$$

$$w_1 - C_4 \sin \pi \frac{x}{l} - C_5 \sin \pi \frac{2x}{l} - C_6 \sin \pi \frac{3x}{l} - H(a - \delta_3)'' = 0 \quad (8)$$

$$H\delta_3 = Ha + \frac{w_1 x}{2} (l - x) - \frac{l^2}{\pi^2} \left[ C_4 \sin \pi \frac{x}{l} + \frac{C_5}{4} \sin \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_6}{9} \sin \pi \frac{3x}{l} \right] \quad (9)$$

Für die Lösung der Gleichung (3) werden die Substitutionen (4) und (7) benutzt:

$$\frac{q}{h} (\delta_1 + \delta_3 - 2\delta_2) = \frac{q}{h} (b - a + \delta_3 - \delta_2) - \frac{q}{h} (b - a + \delta_2 - \delta_1) = (C_4 - C_1) \sin \pi \frac{x}{l} + (C_5 - C_2) \sin \pi \frac{2x}{l} + (C_6 - C_3) \sin \pi \frac{3x}{l} \quad (10)$$

Gleichung (10) in die Gleichung (3) eingesetzt, ergibt

$$w_2 + \frac{1}{2} \left[ (C_4 - C_1) \sin \pi \frac{x}{l} + (C_5 - C_2) \sin \pi \frac{2x}{l} + (C_6 - C_3) \sin \pi \frac{3x}{l} \right] - EJ_w \delta_2'''' = 0 \quad (11)$$

Nach zweimaligem Integrieren erhält man für die Randbedingungen

$$\delta_2'' = 0 \text{ für } x = 0 \text{ und } x = l:$$

$$EJ_w \delta_2'' = \frac{w_2 x}{2} (x - l) - \frac{l^2}{2\pi^2} \left[ (C_4 - C_1) \sin \pi \frac{x}{l} + \frac{(C_5 - C_2)}{4} \sin \pi \frac{2x}{l} + \frac{(C_6 - C_3)}{9} \sin \pi \frac{3x}{l} \right] \quad (12)$$

oder das Biegemoment:

$$M = \frac{w_2 x}{2} (l - x) + \frac{l^2}{2\pi^2} \left[ (C_4 - C_1) \sin \pi \frac{x}{l} + \frac{C_5 - C_2}{4} \sin \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_6 - C_3}{9} \sin \pi \frac{3x}{l} \right] \quad (13)$$

Weiteres Integrieren mit Randbedingungen

$$\delta_2 = 0 \text{ für } x = 0 \text{ und } x = l$$

führt zur Verschiebung des Versteifungsträgers:

$$EJ_w \delta_2 = \frac{w_2}{24} (x^4 - 2lx^3 + l^3x) + \frac{l^4}{2\pi^4} \left[ (C_4 - C_1) \sin \pi \frac{x}{l} + \frac{C_5 - C_2}{16} \sin \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_6 - C_3}{81} \sin \pi \frac{3x}{l} \right] \quad (14)$$

Um die Festwerte  $C$  zu bestimmen, werden die Verformungen  $\delta$  (6), (9) und (12) in (4) und (7) eingesetzt, was ein System von sechs Gleichungen, die zur Bestimmung von sechs unbekannten Festwerten  $C$  hinreichend sind, ergibt:

Schnitt  $x = 0,25l$  mit  $h_{0,25}$  und  $q_{0,25}$ :

$$C_1 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} + C_2 \left( \frac{m}{32} + \frac{n}{4} + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) + C_3 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} - C_4 \frac{m}{2\sqrt{2}} - C_5 \frac{m}{32} - C_6 \frac{m}{162\sqrt{2}} = b + \frac{19w_2 l^4}{2048 EJ_w} - \frac{3w_1 l^2}{32H} \quad (15)$$

Schnitt  $x = 0,50l$  mit  $h_{0,50}$  und  $q_{0,50}$ :

$$C_1 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) - C_3 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) - C_4 \frac{m}{2} + C_6 \frac{m}{162} = b + \frac{5w_2 l^4}{384 EJ_w} - \frac{w_1 l^2}{8H} \quad (16)$$

Schnitt  $x = 0,75l$  mit  $h_{0,75}$  und  $q_{0,75}$ :

$$C_1 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} - C_2 \left( \frac{m}{32} + \frac{n}{4} + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) + C_3 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} - C_4 \frac{m}{2\sqrt{2}} + C_5 \frac{m}{32} - C_6 \frac{m}{162\sqrt{2}} = b + \frac{19w_2 l^4}{2048 EJ_w} - \frac{3w_1 l^2}{32H} \quad (17)$$

Schnitt  $x = 0,25l$  mit  $h_{0,25}$  und  $q_{0,25}$ :

$$C_1 \frac{m}{2\sqrt{2}} + C_2 \frac{m}{32} + C_3 \frac{m}{162\sqrt{2}} - C_4 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} - C_5 \left( \frac{m}{32} + \frac{n}{4} + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) - C_6 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} = -b + \frac{19w_2 l^4}{2048 EJ_w} - \frac{3w_1 l^2}{32H} \quad (18)$$

Schnitt  $x = 0,50l$  mit  $h_{0,50}$  und  $q_{0,50}$ :

$$C_1 \frac{m}{2} - C_3 \frac{m}{162} - C_4 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) + C_6 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) = -b + \frac{5w_2 l^4}{384 EJ_w} - \frac{w_1 l^2}{8H} \quad (19)$$

Schnitt  $x = 0,75l$  mit  $h_{0,75}$  und  $q_{0,75}$ :

$$C_1 \frac{m}{2\sqrt{2}} - C_2 \frac{m}{32} + C_3 \frac{m}{162\sqrt{2}} - C_4 \left( \frac{m}{2} + n + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} + C_5 \left( \frac{m}{32} + \frac{n}{4} + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) - C_6 \left( \frac{m}{162} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,75}}{q_{0,75}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} = -b + \frac{19w_2 l^4}{2048 EJ_w} - \frac{3w_1 l^2}{32H} \quad (20)$$

In die vorhergehenden Gleichungen sind folgende Abkürzungen eingeführt:

$$m = \frac{l^4}{\pi^4 EJ_w} \quad \text{und} \quad n = \frac{l^2}{\pi^2 H}$$

Im Falle einer symmetrischen Brücke und symmetrischer Belastung sind die Festwerte  $C_2$  und  $C_5$  gleich Null, und das System von sechs Gleichungen wird in das System von vier Gleichungen mit vier Unbekannten übergeführt. Zur Lösung sind entweder Gleichungen (15), (16), (18) und (19), oder (16), (17), (19) und (20) zu nehmen.



Ist das System vor der Windbelastung symmetrisch und liegen die Tragkabel in senkrechten Ebenen, so entfallen zwei weitere Festwerte, weil  $C_1 = -C_4$  und  $C_3 = -C_6$  ist. Für diesen oft gebräuchlichen Fall in der Praxis ist die Lösung besonders vereinfacht, da nur zwei Gleichungen mit ebensoviel Unbekannten übrigbleiben, wie das in [4] erörtert ist:

$$C_1 \left( m + n + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} + C_3 \left( \frac{m}{81} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,25}}{q_{0,25}} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{19 w_2 l^4}{2048 E J_w} - \frac{3 w_1 l^2}{32 H} \quad (21)$$

$$C_1 \left( m + n + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) - C_3 \left( \frac{m}{81} + \frac{n}{9} + \frac{h_{0,50}}{q_{0,50}} \right) = \frac{5 w_2 l^4}{384 E J_w} - \frac{w_1 l^2}{8 H} \quad (22)$$

Dabei ist natürlich für alle Schnitte  $b = a = 0$ , und die Verschiebungen beider Kabeln sind einander gleich  $\delta_1 = \delta_3$ .

Für die Berechnung des Portals und des Versteifungsträgers sind auch die Querkkräfte erforderlich, die für jedes Tragkabel folgendermaßen berechnet werden:

Linkes Tragkabel

$$Q_1 = \frac{w_1}{2} \left( \frac{l}{2} - x \right) + \frac{l}{2\pi} \left( C_1 \cos \pi \frac{x}{l} + \frac{C_2}{2} \cos \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_3}{3} \cos \pi \frac{3x}{l} \right) \quad (23)$$

rechtes Tragkabel

$$Q_3 = \frac{w_1}{2} \left( \frac{l}{2} - x \right) - \frac{l}{2\pi} \left( C_4 \cos \pi \frac{x}{l} + \frac{C_5}{2} \cos \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_6}{3} \cos \pi \frac{3x}{l} \right) \quad (24)$$

Die Querkraft des Versteifungsträgers für waagerechte Belastung berechnet man nach:

$$Q_2 = w_2 \left( \frac{l}{2} - x \right) + \frac{l}{2\pi} \left[ (C_4 - C_1) \cos \pi \frac{x}{l} + \frac{C_5 - C_2}{2} \cos \pi \frac{2x}{l} + \frac{C_6 - C_3}{3} \cos \pi \frac{3x}{l} \right] \quad (25)$$

Gleichung (25) gibt unmittelbar die waagerechten Auflagerkräfte des Versteifungsträgers an. Die vollständigen waagerechten Auflagerkräfte der Tragkabel erhält man teilweise aus Gleichungen (23) und (24), welche die Auflagerkraft aus dem Mittelfeld ergeben, und teilweise aus dem Auflagerkraftanteil der Ankerseile. Wenn man die Seillänge zwischen Ankerblock und Portal mit  $s$  bezeichnet, wird die waagerechte Auflagerkraft dieses Seilteiles auf das Portal durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$Q_s = \frac{w_1 \cdot s}{4} \quad (26)$$

In obigen Ausführungen wurde vorausgesetzt, daß sich die Portale unter dem Einfluß waagerechter Belastungen nicht verformen. Bei hohen und relativ schlanken Portalen kann man diese waagerechte Portalverschiebung in Betracht nehmen, was im unsymmetrischen Fall zu zwei und im symmetrischen Fall zu einer neuen unbekannten Portalkopfverschiebung führt.

Um die Berechnung nicht zu umständlich zu gestalten ist es ratsam, mit den vorausgesetzten Portalverschiebungen in das Gleichungssystem einzugehen, und wenn größere Differenzen später festzustellen sind, die Berechnung mit genaueren Werten zu erneuern.

### 3. Genauigkeitsverhältnisse des Rechnungsverfahrens

Im dargelegten Verfahren setzten wir voraus, daß  $H$  konstant und für beide Kabel gleich ist, und daß die vertikalen Verschiebungen  $\eta$  bei Windangriff vernachlässigbar klein sind. Mit anderen Worten: man vernachlässige die vertikale Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers sowie die Drillsteifigkeit. Damit wurde das ganze Verfahren wesentlich vereinfacht. Es entsteht aber die Frage nach der Fehlerabschätzung des Verfahrens und nach der Berechtigung der getroffenen Voraussetzungen.

Wenn man voraussetzt, daß der Versteifungsträger bei vertikalen Verschiebungen keinen Widerstand leistet, wird die Verformungs-

figur des Brückenquerschnittes die im Bild 6 angegebene Form annehmen.

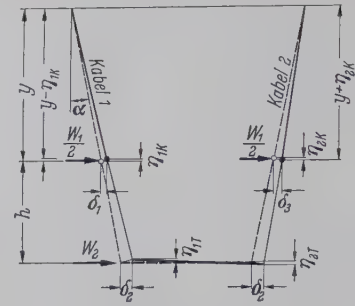


Bild 6. Verformung der Hängebrücke bei Berücksichtigung der Vertikalverschiebungen  $\eta$

Da die Horizontalkomponenten der Kabelkräfte ungleich sind, ändern sich die Gleichungen (1) und (2) in

$$\frac{w_1}{2} + \frac{q}{2(h + \eta_{1K} - \eta_{1T})} (b - a + \delta_2 - \delta_1) + H_1 (a + \delta_1)'' = 0.$$

Vernachlässigt man die  $\eta$ -Werte, bekommt man:

$$w_1 + \frac{q}{h} (b - a + \delta_2 - \delta_1) + 2 H_1 (a + \delta_1)'' = 0, \quad (27)$$

wobei  $H_1$  die Horizontalkomponente der Kabelkraft im Kabel 1 ist.

Anstatt Gleichung (2) erhält man:

$$w_1 - \frac{q}{h} (b - a + \delta_3 - \delta_2) - 2 H_2 (a - \delta_3)'' = 0, \quad (28)$$

wobei  $H_2$  die Horizontalkomponente der Kabelkraft im Kabel 2 ist.

Die Gleichung (3) bleibt im obigen Sinne unverändert.

Die vertikale Gleichgewichtsbedingung am Anschluß des Hängers an dem Kabel 1 ergibt:

$$q + 2 H_1 (y - \eta_{1K})'' = 0, \quad (29)$$

oder an dem Kabel 2:

$$q + 2 H_2 (y + \eta_{2K})'' = 0. \quad (30)$$

Da die Verschiebungen  $\delta$  und  $\eta$  relativ klein sind, kann man genügend genau annehmen:

$$\begin{aligned} \eta_{1K} &= \delta_1 \operatorname{tg} \alpha; & \eta_{2K} &= \delta_3 \operatorname{tg} \alpha \\ \eta_{1T} &= \delta_2 \operatorname{tg} \alpha; & \eta_{2T} &= \delta_2 \operatorname{tg} \alpha \end{aligned} \quad (31)$$

und die Gleichungen (29) und (30) drückt man so aus:

$$q + 2 H_1 (y - \delta_1 \operatorname{tg} \alpha)'' = 0, \quad (32)$$

$$q + 2 H_2 (y + \delta_3 \operatorname{tg} \alpha)'' = 0. \quad (33)$$

Das Differentialgleichungssystem (27), (28), (3), (32) und (33) würde eine Näherungslösung für den Fall  $J = 0$  ergeben.

An Stelle einer direkten Lösung bedienen wir uns des Iterationsverfahrens. Zuerst wird  $2 H_1 = 2 H_2 = H$  vorausgesetzt und das System nach dem früheren Verfahren gelöst. Sodann berechnet man  $H_1$  und  $H_2$  aus den Gleichungen (32) und (33). Bevor man weiter vorgeht berücksichtigt man die Wirkung der vertikalen Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers. Infolge der vertikalen Verschiebungen  $\eta_{1T}$  und  $\eta_{2T}$  wirkt der Versteifungsträger auf beide Kabel belastend oder entlastend. Für die Schnitte 0,25  $l$ , 0,50  $l$  und 0,75  $l$  der beiden Versteifungsträger werden die Korrekturanteile der Belastung  $q$  berechnet. Dazu dienen die Ausdrücke (31):

$$\Delta q = \frac{EJ}{2} \operatorname{tg} \alpha \cdot \delta_2^{IV} \quad (34)$$

Mit den verbesserten  $q$ - und  $H_1$ - sowie  $H_2$ -Werten wird die Rechnung bis zur gewünschten Genauigkeit durchgeführt.

Die Kontrollrechnung zum folgenden Zahlenbeispiel ergab, daß die nach dem unter 2. angegebenen Verfahren errechneten Werte von den genauen nur bis 0,5 % abweichen.

Die Drillsteifigkeit der Fahrbahn, die in diese Betrachtung nicht einbezogen wurde, wird etwa Korrekturanteile von gleicher Größenordnung hervorrufen.

### 4. Zahlenbeispiel

In [3] wurde die Hängebrücke nach Bild 7 für Windbelastung mit folgenden Daten berechnet:

$$\begin{aligned} l &= 240,00 \text{ m}, & q &= 15,60 \text{ t/m}, & w_1 &= 0,150 \text{ t/m}, \\ f &= 25,00 \text{ m}, & H &= 4480 \text{ t}, & w_2 &= 0,675 \text{ t/m}. \end{aligned}$$



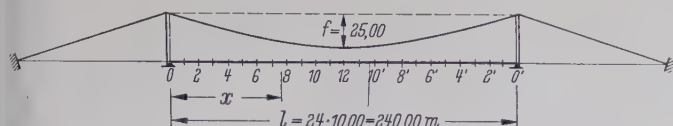


Bild 7. Zahlenbeispiel

Das waagerechte Trägheitsmoment des Windträgers beträgt  $J_w = 2,00 \text{ m}^4$  oder  $EJ_w = 42 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$ . Die Tragkabel liegen in senkrechten Ebenen.

Nach dem Näherungsverfahren [3] ergaben sich folgende Werte:

$$M_{12} = 3840 \text{ t/m}; \delta_{1-12} = 0,468 \text{ m}; \delta_{2-12} = 0,557 \text{ m}.$$

An Stelle der Tragkabel in senkrechten Ebenen werden nun schräge Tragkabelebenen gemäß Bild 8 (Schnitt 12) vorausgesetzt.

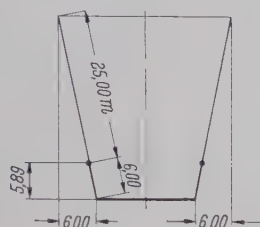


Bild 8. Querschnitt 12 der Hängebrücke nach Bild 7

Infolge der Neigung von  $\alpha = 11^\circ 09' 36''$  nimmt  $H$  von 4480 t auf  $H = 4566 \text{ t}$  zu; die Hängerlängen in den Viertelpunkten werden reduziert auf:

$$h_{0,25} = h_{0,75} = 12,02 \text{ m}, \quad h_{0,50} = 5,89 \text{ m},$$

$$m = \frac{240,00^4}{\pi^4 \cdot 42 \cdot 10^6} = 0,8109, \quad n = \frac{240,00^2}{\pi^2 \cdot 4566} = 1,2781.$$

Durch Einsetzen bekannter Werte in die Gleichungen (15), (16), (18) und (19) kommt man zum folgenden Gleichungssystem für die Festwerte  $C_1, C_3, C_4$  und  $C_6$ :

$$2,4540 C_1 + 0,9175 C_3 - 0,4054 C_4 - 0,0050 C_6 = 8,9343,$$

$$2,0611 C_1 - 0,5246 C_3 - 0,4054 C_4 + 0,0050 C_6 = 6,4578,$$

$$0,4054 C_1 + 0,0050 C_3 - 2,4540 C_4 - 0,9175 C_6 = -8,0366,$$

$$0,4054 C_1 - 0,0050 C_3 - 2,0611 C_4 + 0,5246 C_6 = -5,5422,$$

mit nachstehenden Lösungen (verketteter Algorithmus):

$$C_1 = 4,01218, \quad C_4 = 3,66384,$$

$$C_3 = 0,62933, \quad C_6 = 0,73594.$$

Gleichung (13) ergibt:

$$M_{12} = 3809 < 3840 \text{ (nach [3])}.$$

Die waagerechten Seilausbiegungen wurden mittels Gleichungen (6) und (9) berechnet (Bild 9). Im gleichen Bild ist die Seilausbiegung für die vorerst senkrechten Seilebenen strichliert angedeutet. Die Seilausbiegung nach [3] ist größer als  $\delta_1$  und kleiner als  $\delta_3$ .

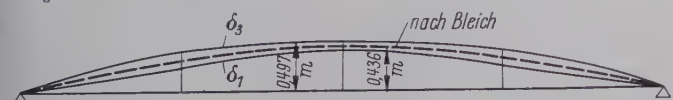


Bild 9. Seilausbiegungen

Die Verformung des Versteifungsträgers ist nach der Gleichung (14) berechnet und im Bild 10 angegeben. Die entsprechende Verformung nach [3] ist etwas größer und im Bilde teilweise strichliert angedeutet. Die Momentenlinie des Versteifungsträgers im Falle schräger Seilebenen weist auch kleinere Biegemomente als der in [3] behandelte Fall auf.



Bild 10. Ausbiegung des Versteifungsträgers

Mittels der Gleichungen (4) und (7) berechnet man die Horizontal-komponenten der Hängerkräfte. Zum Unterschied von der Brücke mit senkrechten Tragkabeln, bei welcher beide Kabel bei Winddruck den Versteifungsträger entlasten, wirkt bei der Brücke mit schräg liegenden Tragkabeln gewöhnlich das Kabel der Windseite entlastend auf den Versteifungsträger, während das andere Kabel

belastend wirkt. Im Falle kleiner Neigung kann es vorkommen, daß beide Kabel entlastend wirken.

In Tafel 1, Spalte 1 sind für die Schnitte 1 bis 12 die Horizontal-komponenten der Hängerkräfte des Seiles „1“ gegeben. Spalte 2 enthält entsprechende Werte für das Seil „2“. Die nachstehende Spalte ist die algebraische Summe der vorhergehenden; somit ist es möglich, mit der Spalte 4, die die Werte nach [3] enthält, zu vergleichen.

Tafel 1. Vergleich der Horizontal-komponenten der Hängerkräfte bei schrägen und vertikalen Tragkabelebenen

Schnitt	1 Seil 1 t	2 Seil 2 t	3 Spalte 1 + 2 t	4 nach [3] t
1	- 3,82	+ 3,80	- 0,02	- 0,07
2	- 7,42	+ 7,34	- 0,08	- 0,15
3	- 10,58	+ 10,41	- 0,17	- 0,26
4	- 13,18	+ 12,84	- 0,34	- 0,40
5	- 15,12	+ 14,55	- 0,57	- 0,58
6	- 16,41	+ 15,56	- 0,85	- 0,79
7	- 17,12	+ 15,94	- 1,18	- 1,05
8	- 17,37	+ 15,86	- 1,51	- 1,36
9	- 17,33	+ 15,52	- 1,81	- 1,66
10	- 17,15	+ 15,09	- 2,06	- 2,01
11	- 16,98	+ 14,76	- 2,22	- 2,23
12	- 16,92	+ 14,64	- 2,28	- 2,29

## 5. Zusammenfassung

Wenn man im dargelegten Beispiel die Endwerte für die Hängebrücke mit den Tragkabeln in senkrechten Ebenen mit den Endwerten für die entsprechende Hängebrücke mit schräg liegenden Tragkabeln vergleicht, sieht man, daß das Biegemoment des Versteifungsträgers infolge waagerechter Belastung bei schräg liegenden Tragkabeln kleiner ist. Die Differenz ist zwar gering, bei größerer Neigung besteht aber eine weitere Tendenz zur Biegemomentabnahme.

Bei Hängebrücken mit senkrechten Tragkabelebenen entstehen die Horizontal-komponenten der Hängerkräfte erst unter dem Einfluß waagerechter Belastung, bei Hängebrücken mit schrägen Tragkabelebenen sind die Horizontal-komponenten schon vor dieser Belastung vorhanden. In den einander gegenüberliegenden Hängern sind die Kräfte gleich, so daß keine Biegemomente im Versteifungsträger verursacht werden. Infolge Winddruck verformen sich beide Kabel in Windrichtung ungleich, und die Entlastung des Versteifungsträgers erfolgt durch die unterschiedlichen Horizontal-komponenten der Kräfte in gegenüberliegenden Hängern. Ist die Neigung der Tragkabelebenen klein, so können beide Kabel entlastend wirken.

Die Horizontal-kräfte im Pylonenkopf sind ungleich groß und haben gewöhnlich verschiedenes Vorzeichen. Im Vergleich mit den senkrechten Tragkabelebenen sind die Kräfte größer, was nicht ohne Einfluß auf die Bemessung der entsprechenden Glieder des Portaltragwerkes bleibt.

Die gesamte Horizontal-kraft im Pylonenkopf ist auch etwas größer, da durch die schrägen Tragkabel eine größere Entlastung des Versteifungsträgers verursacht wird.

Das dargelegte Verfahren genügt für praktische Bedürfnisse. Eine größere Zahl der Fourierglieder würde natürlich auf Kosten der Rechenarbeit eine nur unbedeutende Genauigkeitssteigerung hervorrufen.

## Schrifttum

- [1] Theimer, O.: Beitrag zur Theorie der Seitensteifigkeit weitgespannter Hängebrücken. Der Bauingenieur 22 (1941). H. 45/46 S. 399/411.
- [2] Bleich, McCullough, Rosecrans, Vincent: The mathematical theory of vibration in suspension bridges. Washington 1950, Department of commerce, Bureau of public roads.
- [3] Bleich, H.: Die Berechnung verankerter Hängebrücken, Wien 1935, Springer-Verlag.
- [4] Selberg, A.: Design of suspension bridges, Trondheim 1946, J Kommissjon Hos F. Bruns Bokhandel. Vergl. auch Stahlbau 14 (1941) H. 21/22 S. 106/8.
- [5] Erzen, C.: Lateral bending of suspension bridges, Proceedings ASCE, Separate No. 663, 1955.
- [6] Wansleben, F.: Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen, Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Köln 1956, Stahlbau-Verlag.
- [7] Nan sze Sih: Torsion analysis for suspension bridges, Journal of structural division ASCE, No. 83, ST 6, 1957.
- [8] Stüssi, F.: Baustatik, Band II, Basel/Stuttgart 1954, Verlag Birkhäuser.
- [9] Jakkula, A.: The theory of the suspension bridge, Abh. I. V. B. H. B. 4, 1936.
- [10] Topaloff, B.: Stationärer Winddruck auf Hängebrücken. Stahlbau 23 (1954) H. 5 S. 109/13.



# Beitrag zur Lösung von Stabwerksproblemen der Theorie II. Ordnung

Von Dr.-Ing. Fritz Resinger, Technische Hochschule Graz

DK 624.042.6 — DK 624.075.2

(Schluß aus Heft 3/1959)

## 3. Zahlenbeispiele

### 3.1 Stabilitätsuntersuchung an einem unverschieblichen räumlichen Rahmen

Der in Bild 6 skizzierte, aus Rohrprofilen gebildete Rahmen sei durch einen Verband unverschieblich gehalten. Es soll festgestellt werden, ob für die gegebene Belastung noch eine 1,5fache Sicherheit gegen Ausweichen vorhanden ist. Für die vorliegenden Profile scheidet ein Ausweichen durch Verdrehen der Stiele aus, so daß die Stabilitätskriterien nur für die Knotendrehungen um die Achsen  $x$  und  $y$  aufzustellen sind:

$$\sum \bar{s}_i^x \geq 0 \text{ und } \sum \bar{s}_i^y \geq 0.$$

Die Symmetrie in System und Belastung erlaubt es, die Untersuchung an einer Systemhälfte durchzuführen, wobei die Biegesteifigkeit des Mittelstabes 4 — 4' mit  $D'$  (für  $\varepsilon = 0$ :  $D' = 2$ ) zu ermitteln ist und die Torsionssteifigkeit  $s_{4,4'}^T = 0$  wird.

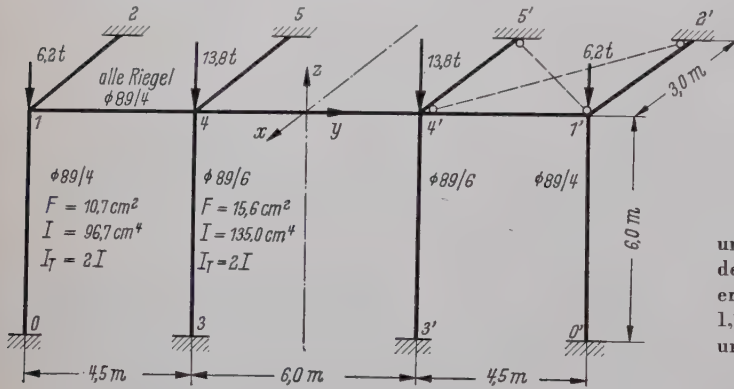


Bild 6. Unverschieblicher räumlicher Rahmen (Zahlenbeispiel 1)

In der Torsionssteifigkeit (9) der übrigen Stäbe kann hier der Normalkraftanteil (mit der Größenordnung von  $10^{-4}$ ) vernachlässigt werden, wie dies bei geschlossenen Profilen in der Regel der Fall ist. Mit den 1,5fachen Lasten des Bildes 6 erhalten wir dann die in Tafel 3 zusammengestellten Stabwerte. Hierbei wurde mit  $T = E$  gerechnet, da die maßgebende Spannung  $\sigma = \frac{1,5 \cdot 13,8}{15,6} = 1,33 \text{ t/cm}^2$  für St 37 noch unter der Proportionalitätsgrenze liegt.

Tafel 3. Ermittlung der Ausgleichszahl für das Zahlenbeispiel 1

Stab $i-k$	$\varepsilon$	$\frac{J}{l} \cdot \frac{I_c}{J_c}$	$\frac{G J_T}{l} \cdot \frac{I_c}{E_c J_c}$	$A'$	$s^x$	$s^y$	$c^x$	$c^y$
0-1	4,06	0,716	—	1,0528	0,754	0,754	2,9067	2,9067
3-4	5,12	1,000	—	-2,5547	-2,555	-2,555	-2,0484	-2,0484
1-2	0	1,433	1,099	4	$T$ 1,099	5,732	$T$ -1	0,5
4-5	0	0,955	0,733	4	3,820	0,733	0,5	$T$ -1
1-4	0	0,716	—	$D' = 2$	1,432	—	-1	—

Um die Stabilitätskriterien aufzustellen, ermitteln wir die gekoppelte Fortleitungszahl und erhalten am Ende 1 des Stabes 1 — 4 (mit  $s_{1,4}^x = 3,820 \cdot 0,75 = 2,865$ )

$$\bar{c}_{1,4}^x = \frac{0,5}{1 + \frac{2,865}{1,099 - 2,555 + 1,432}} = -0,0042,$$

wobei als  $\sum \bar{s}_{i-1,i}$  in (7) die Biegesteifigkeiten der Stäbe 3 — 4 und 4 — 4' und die Torsionssteifigkeit des Stabes 4 — 5 einzusetzen sind. Die gekoppelte Biegesteifigkeit am selben Ende ist dann

$$\bar{s}_{1,4}^x = \frac{2,865}{1 - 0,5(-0,0042)} = 2,859.$$

Für die Knotendrehung um die  $y$ -Achse erhält man als gekoppelte Torsionssteifigkeit

$$\bar{s}_{1,4}^y = \frac{1}{\frac{1}{0,733} + \frac{1}{5,732 - 2,555}} = 0,596.$$

Die Summen der gekoppelten Steifigkeiten im Knoten 1 betragen nun

$$\sum \bar{s}_1^x = \bar{s}_{1,0}^x + \bar{s}_{1,2}^x + \bar{s}_{1,4}^x = 0,754 + 1,099 + 2,859 = +4,712$$

$$\sum \bar{s}_1^y = \bar{s}_{1,0}^y + \bar{s}_{1,2}^y + \bar{s}_{1,4}^y = 0,754 + 5,732 + 0,596 = +7,082.$$

Die Werte sind positiv, das Stabsystem ist für die 1,5fache gegebene Belastung also stabil.

Ohne die zugehörigen Rechengänge anzuführen, ergeben sich für verschiedene Laststufen  $\nu$  die in Tafel 4 zusammengestellten Knotensummen.

Tafel 4. Knotensteifigkeitssummen in Abhängigkeit von  $\nu$ ; Zahlenbeispiel 1

$\nu =$	1,50	1,73	1,74	1,8
$\sum \bar{s}_1^x$	+4,712	+1,170	-1,374	+9,613
$\sum \bar{s}_1^y$	+7,082	+6,217	+5,891	+7,344

Beim Aufsuchen der kritischen Laststufe  $\nu_k$  ist Vorsicht geboten, um nicht eine Nullstelle zu überspringen; man vergleiche Zeile 1 der Tafel 4, wo sich für  $\nu = 1,8$  bereits wieder ein positiver Wert ergibt. Der tatsächliche Sicherheitsfaktor  $\nu_k$  liegt hier also zwischen 1,73 und 1,74, und das System versagt zuerst durch Knotendrehung um die  $x$ -Achse.

Man hätte diese Untersuchung genau so gut auch am Knoten 4 durchführen können und wäre zum selben Ergebnis gekommen.

### 3.2 Untersuchung eines abgespannten Portals

Das nach Bild 7 belastete System soll zunächst (ohne Seitenkraft  $H$ ) auf Stabilität untersucht werden. Die Trägheitsmomentenverhältnisse des Portals liegen so, daß nur das Ausweichen in der Rahmenebene interessiert. Die Wirkung der Seile soll hierbei berücksichtigt werden.

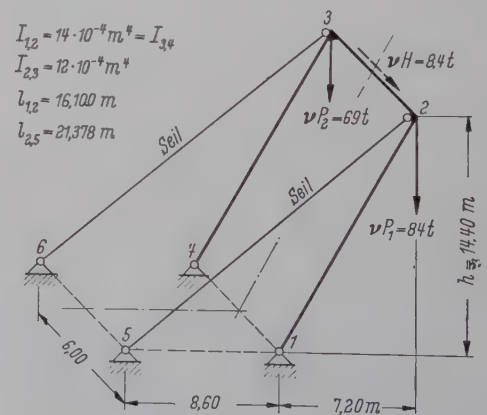


Bild 7. Abgespanntes Portal (Zahlenbeispiel 2)

Die Zerlegung der hängenden Lasten  $\nu P_1$  und  $\nu P_2$  in die Stiel- und Seilrichtung ergibt die Druckkräfte in den Portalstielen

$$\nu N_{1,2} = 172,54 \text{ t,}$$

$$\nu N_{3,4} = 141,73 \text{ t}$$

und die Seilzugkräfte

$$\nu S_{2,5} = 104,40 \text{ t,}$$

$$\nu S_{3,6} = 85,76 \text{ t.}$$



Mit den Werten  $\varepsilon_{1,2} = 1,23$ ,  $\varepsilon_{3,4} = 1,12$  und  $\varepsilon_{2,3} = 0$  erhält man folgende Ausgleichszahlen (für  $T = E$ ):

$$\begin{aligned}s_{3,4}^0 &= \frac{EJ_{3,4}}{l_{3,4}} \cdot A'_{3,4} = \frac{21 \cdot 1400}{16,10} \cdot 2,740 = 5003,5 \text{ tm}, \\s_{2,3} &= \frac{EJ_{2,3}}{l_{2,3}} \cdot A'_{2,3} = \frac{21 \cdot 1200}{6,00} \cdot 4,000 = 16\,800,0 \text{ tm}, \\c_{3,2} &= 0,5, \\\bar{c}_{2,3} &= \frac{0,5}{1 + \frac{0,75 \cdot 16\,800}{5003,5}} = 0,1421, \\\bar{s}_{2,3} &= \frac{0,75 \cdot 16\,800}{1 - 0,5 \cdot 0,1421} = 13\,563,7 \text{ tm}, \\s_{2,1}^0 &= \frac{EJ_{2,1}}{l_{1,2}} \cdot A'_{1,2} = \frac{21 \cdot 1400}{16,10} = 4899,4 \text{ tm}.\end{aligned}$$

Bild 8 zeigt den Verschiebungszustand  $\xi_1 = 1$  (für die Gelenkfigur) und den Ausgleich der nach Tafel 1, Zeile 9 ermittelten Stabspannmomente der Stiele:

$$\begin{aligned}\nu M_{2,1} &= \frac{s_{2,1}^0}{l_{1,2}} = 304,31 \text{ tm}, \\\nu M_{3,4} &= \frac{s_{3,4}^0}{l_{3,4}} = 310,78 \text{ tm}.\end{aligned}$$

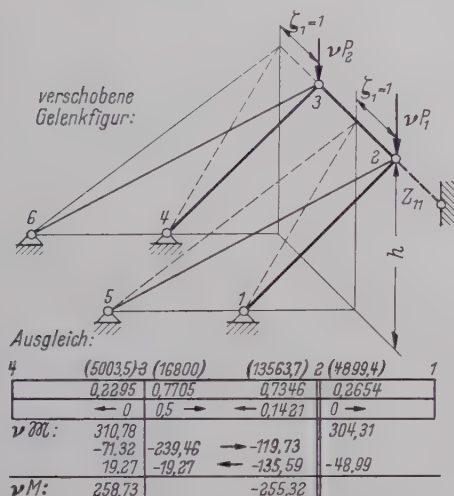


Bild 8. Verschiebungszustand  $\xi_1 = 1$  mit Momentenausgleich

Bei der Bestimmung von  $Z_{11}$  erhält man zum Anteil aus den Momenten

$$Z_{11}^M = \frac{\nu M_{2,1}}{l_{1,2}} + \frac{\nu M_{3,4}}{l_{3,4}} = \frac{255,32 + 258,73}{16,10} = + 31,929 \text{ t (Zug)}$$

den Beitrag infolge Versetzung der angreifenden Last als Druck im Z-Stab

$$Z_{11}^N = - \frac{\nu P_1 + \nu P_2}{h} \cdot (\xi_1 = 1) = - \frac{(84 + 69) \cdot 1}{14,40} = - 10,625 \text{ t},$$

was direkt an der verschobenen Gelenkfigur abzulesen ist. Man kommt auf denselben Wert, wenn man mit den Stabnormalkräften arbeitet:

$$Z_{11}^N = - \left( \frac{\nu N_{1,2}}{l_{1,2}} + \frac{\nu N_{3,4}}{l_{3,4}} \right) + \left( \frac{\nu S_{2,5}}{l_{2,5}} + \frac{\nu S_{3,6}}{l_{3,6}} \right) = - 19,520 + 8,895 = - 10,625 \text{ t}$$

und sieht hierbei die starke Rückhaltewirkung der Seile (8,895 t).

Die Gesamtkraft im Z-Stab ist mit

$$Z_{11} = Z_{11}^M + Z_{11}^N = 31,929 - 10,625 = + 21,304 \text{ t}$$

positiv, d. h. unter den  $\nu$ -fachen Lasten  $P_1$  und  $P_2$  weicht das System nicht aus. Will man den kritischen Lastfaktor  $\nu_K$  ermitteln, für den das System auch eine ausgeglichene Gleichgewichtslage aufweist, dann steigert man  $\nu$  so lange, bis  $Z_{11} = 0$  wird. Bei  $\nu = 1,5$  in der oben durchgeführten Zahlenrechnung ergibt sich für die Lasten  $P_1 = 56 \text{ t}$  und  $P_2 = 46 \text{ t}$  der Sicherheitsfaktor  $\nu_K = 3,73$  unter der Voraussetzung, daß man sich unter der  $\nu$ -fachen Last noch im elastischen Bereich befindet ( $T = E$ ). Hätte man die Seilrückhaltung nicht berücksichtigt, würde das System schon bei  $\nu_K^* = 2,31$  den kritischen Zustand erreichen.

Als zweite Aufgabe sollen die Biegemomente nach der Theorie II. Ordnung ermittelt werden, wenn noch zusätzlich im Portalriegel eine Seitenkraft  $\nu H = 8,4 \text{ t}$  angreift. Die nach Theorie I. Ordnung ermittelten Normalkräfte betragen nun

$$\begin{aligned}\nu N_{1,2} &= 195,08 \text{ t}, \\\nu N_{3,4} &= 119,19 \text{ t},\end{aligned}$$

die Seilkräfte bleiben unverändert. An dem mit dem Z-Stab abgestützten System sind keine Momente ( $M^0$ ) vorhanden, die Z-Stabkraft beträgt hierbei  $Z_{10} = - \nu H = - 8,4 \text{ t}$ . Entsprechend den geänderten Stielnormalkräften ist der Ausgleich (analog Bild 8) mit neuen Ausgleichszahlen durchzuführen. Man erhält die Stieleckmomente

$$\nu M_3^{(1)} = 261,39 \text{ tm und } \nu M_2^{(1)} = 252,65$$

für den Verschiebungszustand  $\xi_1 = 1$ .

Es wird

$$Z_{11} = \frac{261,39 + 252,65}{16,10} - \frac{195,08 + 119,19}{16,10} + \frac{104,40 + 85,76}{21,378} = + 21,303 \text{ t}$$

und somit die Verschiebung

$$\xi_1 = - \frac{Z_{10}}{Z_{11}} = - \frac{8,4}{21,303} = 0,3943 \text{ m}.$$

Daraus bestimmt man die Eckmomente

$$\nu M_3 = \xi_1 \cdot \nu M_3^{(1)} = 103,07 \text{ tm und } \nu M_2 = 99,62 \text{ tm},$$

für die man ohne Seilrückhaltung die Werte 176,96 tm und 171,04 tm und nach der Theorie I. Ordnung 67,62 tm und 67,62 tm erhalten hätte.

Sehr gute Näherungswerte erreicht man für solche Spannungsprobleme II. Ordnung, wenn man die üblichen Stabsteifigkeiten (also für  $\varepsilon = 0$ ) verwendet und lediglich in den Z-Stabkräften die Normalkraftanteile  $ZN$  berücksichtigt [13]. Mit dieser einfachen Methode, die für Kennzahlen  $\varepsilon \leq 1,5$  stets ausreichend genaue Werte liefert, ergeben sich hier beide Eckmomente gleich mit 97,44 tm, also mit Fehlern von  $- 5,5\%$  und  $- 2,2\%$ .

### 3.3 Räumlicher verschieblicher Rahmen

Bild 9 stellt das räumliche Rahmensystem für einen Dambalkenkran dar. Das dem Stabwerk zugeordnete Gelenksystem ist vierfach verschieblich (s. [5]) und erfordert daher für die Behand-

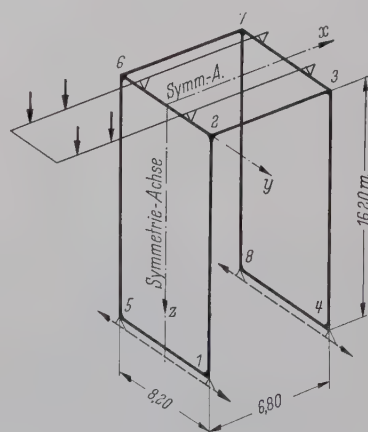


Bild 9. Räumlicher Rahmen für einen Dambalkenkran (Zahlenbeispiel 3)

lung nach dem Formänderungsgrößenverfahren vier Festhaltestäbe. Bei der Wahl der Verschiebungszustände nützen wir die — wegen der verschiedenen Querschnitte in den vorderen und rückwärtigen Stielen nur einfache — Symmetrie des Systems aus (Bild 10) und definieren dementsprechend auch die Festhaltekräfte als Kräftegruppen.

$$\begin{aligned}Z_{1i} &= Z'_{1i} + Z'_{2i}, \\Z_{2i} &= Z'_{1i} - Z'_{2i}, \\Z_{3i} &= Z'_{3i} - Z'_{4i}, \\Z_{4i} &= Z'_{3i} + Z'_{4i}.\end{aligned}$$



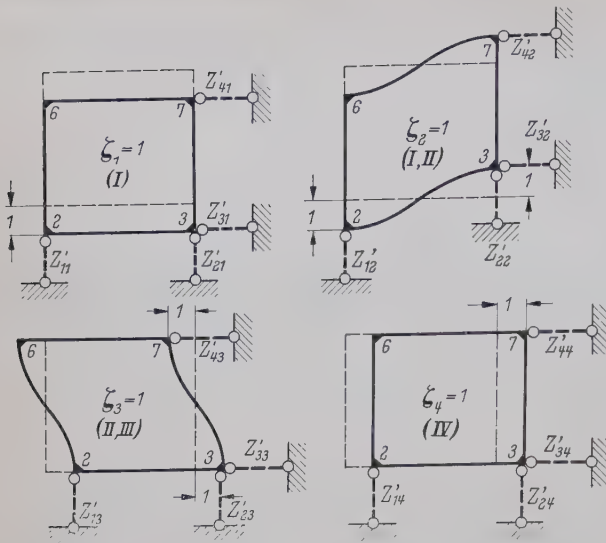


Bild 10. Verschiebungszustände (nur Draufsichten) zum Beispiel 3

In den einzelnen Verschiebungszuständen sind folgende Momentenausgleiche erforderlich:

- Zustand  $\zeta_1 = 1$ :  $\mathfrak{M}^x$ -Ausgleich (I, antimetrisch),
- Zustand  $\zeta_2 = 1$ :  $\mathfrak{M}^x$ -Ausgleich (I, antimetrisch),  
 $\mathfrak{M}^z$ -Ausgleich (II, antimetrisch),
- Zustand  $\zeta_3 = 1$ :  $\mathfrak{M}^y$ -Ausgleich (III, antimetrisch),  
 $\mathfrak{M}^z$ -Ausgleich (II, antimetrisch),
- Zustand  $\zeta_4 = 1$ :  $\mathfrak{M}^y$ -Ausgleich (IV, symmetrisch).

Bei allen Stäben handelt es sich um aus Blechen zusammengesetzte Kastenprofile, deren Querschnittswerte die Tafel 5 angibt.

Tafel 5. Querschnittswerte zum Zahlenbeispiel 3

Stab	F cm <sup>2</sup>	J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	J <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	$\frac{G}{E} J_T$ cm <sup>4</sup>
1—2 5—6	456	243 700	349 100	—	181 200
2—6	392	352 000	—	279 300	183 800
2—3 6—7	456	—	349 100	243 700	181 200
3—7	280	233 600	—	233 600	139 600
3—4 7—8	260	166 200	208 400	—	110 100
1—5 4—8	245	52 800	—	165 900	50 600

Die der Untersuchung zugrunde gelegte Belastung ergab in den Stielen des vorderen Rahmens  $N_{1,2} = N_{5,6} = 472,4$  t Druck und im rückwärtigen Rahmen  $N_{3,4} = N_{7,8} = 72,0$  t Zug. Die Normalkräfte in allen übrigen Stäben sind so gering, daß sie vernachlässigt werden; ebenso kann der Einfluß der Normalkräfte auf die Torsionssteifigkeit der Stiele unberücksichtigt bleiben (Kastenprofile). Die Untersuchung wird für die  $(\nu = 1,5)$ -fachen Lasten durchgeführt. Die  $A'$ -,  $A''$ -,  $S'$ - und  $c$ -Werte entnimmt man den Tabellen [4] oder berechnet man nach den angegebenen Ausdrücken im Abschnitt 2.1 für  $\varepsilon^x = 1,91$  und  $\varepsilon^y = 1,59$  bei den Druckstielen 1—2 und 5—6 sowie für  $\varepsilon^x = 0,90$  und  $\varepsilon^y = 0,80$  bei den Zugstielen 3—4 und 7—8; für alle übrigen Stäbe betragen (für  $\varepsilon = 0$ ) diese Werte  $A' = 4$ ,  $A'' = 3$ ,  $S' = 6$  und  $c = 0,5$ . Die Fortleitungszahlen und die mit  $\frac{l_c}{E_c J_c} = 2,21 \cdot 10^{-4} \text{ tm}^{-1}$  multiplizierten Steifigkeitswerte sind in der Tafel 6 zusammengestellt ( $T = E$ ).

Die gekoppelten Ausgleichszahlen sind für die vier verschiedenen Ausgleichs I, II, III und IV aufzustellen, wobei das Ausgleichszentrum im Punkt 2 gewählt ist. Die Ausgleichs werden nur an der Systemhälfte durchgeführt; dabei sind die Biegesteifigkeiten bei antimetrisch gebogenen Stäben (Riegel 1 bis 5, 2 bis 6,

Tafel 6. Ausgleichszahlen zum Zahlenbeispiel 3

Stab	$s^x$	$s^{x0}$	$c^x$	$s^y$	$s^{y0}$	$c^y$	$s^z$	$c^z$
1—2	2,435	1,521	0,613	3,651	2,453	0,573	0,519	—1,0
3—4	1,955	1,503	0,481	2,439	1,866	0,485	0,315	—1,0
1—5	1,196	—	0,5	0,286	—	—1,0	3,756	0,5
4—8	—	—	—	—	—	—	—	—
2—6	8,647	—	0,5	1,040	—	—1,0	6,322	0,5
3—7	5,288	—	0,5	0,790	—	—1,0	5,288	0,5
2—3	1,237	—	—1,0	9,529	7,147	0,5	6,652	0,5

3 bis 7 und 4 bis 8) bei  $\varepsilon = 0$  mit den  $\left(\frac{S'}{A'} = \frac{3}{2}\right)$ -fachen Werten anzusetzen, die Torsionssteifigkeiten bei antimetrisch tordierten Stäben mit dem doppelten Wert, während im Ausgleich IV die genannten Riegel wegen der symmetrischen Verschiebung des Systems überhaupt nicht tordiert werden, also mit der Torsionssteifigkeit  $s^y = 0$  einzuführen sind. Die benötigten gekoppelten Ausgleichszahlen sind nach (7), (8) und (10) ermittelt und in Tafel 7 eingetragen.

Tafel 7. Gekoppelte Ausgleichszahlen zum Zahlenbeispiel 3

Ausgleich	I		II		III		IV	
Stab von nach	$\overline{c^x}$	$\overline{s^x}$	$\overline{c^z}$	$\overline{s^z}$	$\overline{c^y}$	$\overline{s^y}$	$\overline{c^y}$	$\overline{s^y}$
4—8	1,0	1,794	1,0	5,634	—1,0	0,572	0	0
3—4	0,262	1,720	—1,0	0,298	0,114	1,975	0	1,866
3—7	1,0	7,932	1,0	7,932	—1,0	1,580	0	0
2—3	—1,0	1,096	0,311	5,909	0,166	7,794	0,1035	7,537
1—5	1,0	1,794	1,0	5,634	—1,0	0,572	0	0
2—1	0,332	1,910	—1,0	0,475	0,108	2,615	0	2,453
2—6	1,0	12,971	1,0	9,453	—1,0	2,080	0	0

Die Volleinspannmomente  $\mathfrak{M}^{(i)}$  für die einzelnen Verschiebungszustände  $\zeta_i = 1$  werden nach Tafel 1 ermittelt und in den zugehörigen Ausgleichsschemata (Bild 11) ausgeglichen. Mit den erhaltenen Momenten  $M^{(i)}$  und den Versetzungsanteilen aus den Normalkräften ergeben sich schließlich folgende Z-Stabkräfte:

$$\begin{aligned} \zeta_1 = 1: Z_{11} &= \frac{2}{16,2} (434,4 + 616,6 + 500,7 + 359,8) - \\ &\quad - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} \cdot (472,4 - 72,0) = 236,0 - (\nu = 1,5) \cdot 49,4 = 161,9 \text{ t} \\ Z_{21} &= \frac{2}{16,2} (434,4 + 616,6 - 500,7 - 359,8) - \\ &\quad - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} \cdot (472,4 + 72,0) = 23,5 - (\nu = 1,5) \cdot 67,2 = -77,3 \text{ t} \\ Z_{31} &= 0; \quad Z_{41} = 0. \\ \zeta_2 = 1: Z_{12} &= \frac{2}{16,2} (439,9 + 633,2 - 518,2 - 364,4) - \\ &\quad - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} \cdot (472,4 + 72,0) = 23,5 - (\nu = 1,5) \cdot 67,2 = \\ &= -77,3 \text{ t} = Z_{21}, \\ Z_{22} &= \frac{2}{16,2} (439,9 + 633,2 + 518,2 + 364,4) + \\ &\quad + \frac{4}{6,80} (476,5 + 6151,4) - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} (472,4 - 72,0) = \\ &= 241,4 + 7428,2 - (\nu = 1,5) \cdot 49,4 = +7595,5 \text{ t} \\ Z_{32} &= -\frac{4}{8,20} (6167,1 + 5928,8) = -5900,4 \text{ t}; \quad Z_{42} = 0. \\ \zeta_3 = 1: Z_{13} &= 0 = Z_{31}, \\ Z_{23} &= -\frac{4}{6,80} (5122,7 + 4898,0) = -5894,5 \text{ t} \cong Z_{32}, \\ Z_{33} &= \frac{2}{16,2} (203,1 + 684,9 + 536,3 + 178,8) + \\ &\quad + \frac{4}{8,20} (5378,0 + 5037,7) - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} (472,4 - 72,0) = \\ &= 197,9 + 5080,8 - (\nu = 1,5) \cdot 49,4 = 5204,6 \text{ t} \\ \zeta_4 = 1: Z_{44} &= \frac{2}{16,2} (570,5 + 472,4) - \frac{2 \cdot \nu}{16,2} (472,4 - 72,0) = \\ &= 12 \cdot 4,4 = +54,6 \text{ t} \end{aligned}$$



Ausgleich I:  
( $\mathcal{M}^x$ )

1	2	3	4	8
0,424	0,576	0,120	0,069	0,114
-1,0	0,613	0,332	-1,0	0,262
-465,4	1097,7	1097,7	808,7	808,7
31,0	-31,0	-93,5	-202,7	-421,3
-334,4	434,4	616,6	-95,7	-27,6
-465,4	1097,7	1097,7	-9,6	27,6
25,5	-25,5	-76,9	-808,7	-808,7
-439,9	439,9	633,2	202,7	421,3
			95,7	23,0
			-7,9	-23,0
			-518,2	-364,4
				364,4

Ausgleich II:  
( $\mathcal{M}^z$ )

1	2	3	4	8
0,916	0,084	0,030	0,372	0,447
-1,0	-1,0	-1,0	0,311	0,5
309,4	-309,4	309,4	-13281,2	-13281,2
309,4	-309,4	309,4	2968,3	5936,7
			3836,4	11931
			-6476,5	-6151,4
			1956,7	3913,4
			3165,0	984,6
			5122,7	4898,0
				139,7
				-139,7
				139,7

Ausgleich III:  
( $\mathcal{M}^y$ )

1	2	3	4	8
0,135	0,865	0,209	0,624	0,728
-1,0	0,573	0,108	0,166	0,5
216,5	-1604,0	-1604,0	-974,1	-974,1
-13,4	13,4	124,1	382,7	789,0
203,1	-203,1	-684,9	89,3	6,3
			370,5	-34,2
			585,8	-536,3
			492,0	-178,8
				178,8

Ausgleich IV ( $\mathcal{M}^y$ ):

2	3	4
0,2455	0,7545	0,8362
0	0,1035	0,5
-685,2	218,0	435,9
114,7	352,5	36,5
-570,5	570,5	472,4

Bild 11. Momentenausgleiche zu den Verschiebungszuständen des Beispiels 3

Da der Verschiebungszustand  $\xi_4 = 1$  von den ersten drei Verschiebungszuständen nicht beeinflusst wird, zerfällt hier die vollständige Indikator determinante in die zwei folgenden:

$$\Delta_{k1} = \begin{vmatrix} Z_{11} & Z_{12} & Z_{13} \\ Z_{21} & Z_{22} & Z_{23} \\ Z_{31} & Z_{32} & Z_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 161,9 & -77,3 & 0 \\ -77,3 & 7595,5 & -5900,4 \\ 0 & -5900,4 & 5204,6 \end{vmatrix} = (6400,2 - 31,1 - 5636,5) \cdot 10^6 = +732,6 \cdot 10^6 (\text{t}^3)$$

$$\Delta_{k2} = Z_{44} = +54,6 \text{ t.}$$

Beide Werte sind positiv, der Rahmen ist also für die 1,5fachen Lasten stabil. Dabei kennzeichnet  $\Delta_{k1}$  das Ausweichen nach einer Knickfigur, die sich aus einer Kombination der Verschiebungsformen  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  und  $\xi_3$  ergibt, während  $\Delta_{k2}$  ein Maß für die Stabilität gegen eine symmetrische Verschiebung in Richtung der x-Achse darstellt.

Im vorliegenden Fall ergibt die Bedingung  $\Delta_{k2} = 0$ , also die Knickfigur  $\xi_4$  den kleinsten Knicksicherheitsfaktor mit  $\nu_K = 2,41$ . Ur schnellen Auffindung dieses kritischen Wertes kann man folgendermaßen vorgehen:

Aus  $Z_{44} = 128,7 - \nu_1 \cdot 49,4 = 0$  ergibt sich zunächst  $\nu_1 = \frac{128,7}{49,4} = 2,60$ , ein Wert, der bestimmt über dem tatsächlich kritischen Lastfaktor  $\nu_K$  liegen muß, da ja die Steifigkeiten (und der erste Anteil von  $Z_{44}$ ) mit  $\nu = 1,5 < \nu_1$  errechnet wurden. Ermittelt man nun erneut für  $\nu_1 = 2,60$  die Steifigkeiten, Vollspannmomente und Z-Stabkräfte, so erhält man z. B. hier für

$$Z_{44} = \frac{2}{16,2} (484,4 + 474,4) - \nu_2 \cdot 49,4 = 0$$

den neuen Wert  $\nu_2 = \frac{118,37}{49,4} = 2,40$ , der praktisch schon den kritischen Lastfaktor angibt, jedoch stets etwas unter diesem liegen muß.

Hätte man die Haltung des vorderen Rahmens durch den rückwärtigen nicht berücksichtigt und jenen allein auf Ausweichen in y-Richtung untersucht, so ergäbe sich ein kritischer Lastfaktor, der mit  $\nu_K = 2,16$  beträchtlich unter dem maßgebenden liegt. Es steht also im Interesse der Wirtschaftlichkeit, die räumliche Wirkung des Rahmens im Stabilitätsnachweis zu berücksichtigen, zumal die Lösung mit verhältnismäßig geringem Arbeitsaufwand möglich ist.

### 3.4 Abgespannter Funkturm unter Windbelastung

Der im Bild 12 dargestellte in drei verschiedenen Höhen seilabgespannte Funkturm wurde von O. Jungbluth [14] als gedrückter, elastisch gestützter Durchlaufträger behandelt, wobei man ein System von 6 Gleichungen zu lösen hat. Das Beispiel soll hier mit Anwendung der Deformationsmethode gerechnet werden. Dabei sind — wie auch bei O. Jungbluth — für die Ermittlung der Momente die Normalkräfte feldweise konstant angenommen. Die  $\nu$ -fache Windbelastung sowie die Federkonstanten<sup>4)</sup> der Seilabspannungen sind im Bild 12 angegeben, die Normalkräfte, Trägheitsmomente und weitere Rechenwerte in der Tafel 8 zusammengestellt.

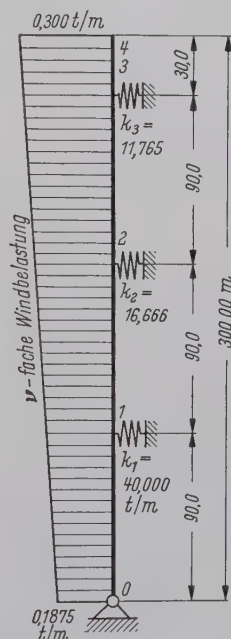


Bild 12. Seilabgespannter Funkturm (Zahlenbeispiel 4)

Tafel 8. Hilfswerte für das Rechenbeispiel 4

Feld	0 — 1	1 — 2	2 — 3	3 — 4	
$\nu N$	371,25	258,75	138,75	26,25	t
$J$	0,0240	0,0185	0,0130	0,0105	m <sup>4</sup>
$s$	2,4426	2,3327	2,0290	0,3273	l
$s^0$	—	13913,5	10369,9	—	tm
$s^0$	8553,7	7341,8	6241,7	21892,8	tm
$c$	0,7159	0,6573	0,6310	0,5027	1
$D'$	—	1,0080	1,2617	—	1
$S'$	—	5,4384	5,5756	—	1
$c$	—	—	—	—	
$s$	0	0,3698	0,4910	0	
Zentrum 2	8553,7	9843,8	9043,0	21892,8	

<sup>4)</sup> Bei Jungbluth, O., [14] sind die Federkonstanten in der Einheit cm/t angegeben (Druckfehler), jedoch dann richtig mit m/t in die Rechnung eingeführt.



Zur Lösung nach der Deformationsmethode bringen wir waagerechte Festhaltstäbe  $Z_1, Z_2, Z_3$  und  $Z_4$  in den Punkten 1 bis 4 an. Bild 13 zeigt nacheinander die Momentenausgleiche an diesem abgestützten System für die äußere Belastung sowie für die Verschiebungszustände  $\zeta_1 = 1\text{ m}, \zeta_2 = 1\text{ m}, \zeta_3 = 1\text{ m}$  und  $\zeta_4 = 1\text{ m}$ , wobei für letztere nur die nach Tafel 1 ermittelten Ausgangsmomente  $M^{(i)}$  und die ausgeglichenen Endmomente  $M^{(i)}$  eingetragen sind. Die

	1	2	3	4
	0,3807	0,6193	0,5212	0,4788
	0,6873	0,3698	0,4910	0,6310
$M^{(0)}$	-264,9	175,0	-179,7	195,0
	34,2	55,7	38,3	33,8
	16,9	-16,9	-45,6	-41,8
$M^{(1)}$	-213,8	213,8	-187,0	187,0
$M^{(2)}$	95,0	-260,8	-260,8	0
$M^{(3)}$	121,5	-91,1	44,7	0
$M^{(4)}$	0	260,8	260,8	-187,9
$M^{(5)}$	-99,3	149,8	-127,5	0
$M^{(6)}$	0	0	0	187,9
$M^{(7)}$	57,4	-155,2	292,1	-729,8
$M^{(8)}$	0	0	0	0
$M^{(9)}$	0	0	0	729,8
$M^{(10)}$	-28,5	77,1	-199,8	0

Bild 13. Momentenausgleiche zum Beispiel 4

$M^{(0)}$ -Werte im Ausgleich der Windbelastung stellen die Momente für starre Stützungen in den Knoten 1 bis 4 dar, die zugehörigen Stützdrücke  $Z_{i0}$  betragen der Reihe nach  $-22,586\text{ t}, -22,876\text{ t}, -22,211\text{ t}$  und  $+1,117\text{ t}$ . Aus den Momenten der Verschiebungszustände  $M^{(i)}$  erhalten wir die Kräfte  $Z_{ik}$  in den Festhaltstäben, wobei der erste Zeiger  $i$  den Stab  $i$ , der zweite Zeiger den Verschiebungszustand  $\zeta_K = 1$  angibt. Zu diesen Anteilen kommt noch die durch die Normalkräfte an der verschobenen Gelenkfigur entstehende Festhaltstabskraft  $Z_{ik}^N$  (s. Bild 1) und die Stabskraft  $Z_{ik}^K = k_i \cdot \zeta_i$  aus der Stützenfederung. Als Beispiel seien zwei solche Festhaltstabskräfte hier ermittelt:

$$Z_{11} = -\frac{M^{(1)}_{1,0}}{l_{0,1}} + \frac{M^{(1)}_{1,2} + M^{(1)}_{2,1}}{l_{1,2}} - \frac{\nu N_{0,1}}{l_{0,1}} - \frac{\nu N_{1,2}}{l_{1,2}} + k_1 = +3,712 - 4,125 - 2,875 + 40,000 = +36,712\text{ t},$$
$$Z_{21} = -\frac{M^{(1)}_{1,2} + M^{(1)}_{2,1}}{l_{1,2}} + \frac{M^{(1)}_{2,3} + M^{(1)}_{3,2}}{l_{2,3}} + \frac{\nu N_{1,2}}{l_{1,2}} = -3,871 + 2,875 = -0,996\text{ t}.$$

Zur Kontrolle dient, daß  $Z_{ik} = Z_{ki}$  gelten muß. Die Forderung  $Z_i = Z_{i0} + \sum \zeta_i \cdot Z_{ik} = 0$  liefert nun 4 Gleichungen (Tafel 9), aus denen sich die Verschiebungen

$$\zeta_1 = 0,574\text{ m}, \quad \zeta_3 = 1,814\text{ m},$$
$$\zeta_2 = 1,491\text{ m}, \quad \zeta_4 = 1,638\text{ m}$$

ergeben.

Tafel 9. Gleichungsschema; Rechenbeispiel 4

i	$\zeta_1$	$\zeta_2$	$\zeta_3$	$\zeta_4$	$Z_{i0}$
1	36,712	-0,996	3,000	-1,491	-22,586
2	-0,996	18,099	-5,790	+4,251	-22,876
3	+3,000	-5,790	24,054	-8,861	-22,211
4	-1,491	+4,251	-8,861	+5,784	+1,117

Durch die Superposition  $M_i' = M_i^0 + \sum \zeta_k M_i^{(k)}$  erhalten wir schließlich die Momente

$$M_1 = -213,8 + 0,574 \cdot 121,5 - 1,491 \cdot 99,3 + 1,814 \cdot 57,4 + -1,638 \cdot 28,5 = -234,7\text{ tm},$$

$$M_2 = -171,1\text{ tm},$$

$$M_3 = -128,7\text{ tm},$$

die mit den Werten von O. Jungbluth voll übereinstimmen.

Es wäre auch möglich, das Beispiel durch Anwendung des Verschiebungsausgleiches zu lösen; jedoch ist hier die Konvergenz träge (freies Ende mit  $k_4 = 0$ ), so daß man durch Lösen der rasch aufgestellten vier Gleichungen schneller zum genauen Ergebnis kommt. Gegenüber dem Verfahren von Jungbluth, der für jeden elastisch gestützten Innenknoten zwei Unbekannte erhält, ist bei der hier gezeigten Deformationsmethode je verschieblichen Knoten nur eine Gleichung anzuschreiben. Zudem liegen die wenigen benötigten Funktionen tabuliert vor.

### 3.5 Beispiel für den Verschiebungsausgleich

An dem nach Bild 14 belasteten und elastisch abgestützten System soll nun noch die Anwendung des Verschiebungsausgleiches gezeigt werden. Tafel 10 enthält die für die Rechnung benötigten Hilfswerte, wobei die Steifigkeits- und Federzahlen dimensionslos eingeführt sind. Alle Federkonstanten der Stützungen seien gleich ( $k = 76,60$ ) und entsprechen der Lagerung auf der Mitte eines

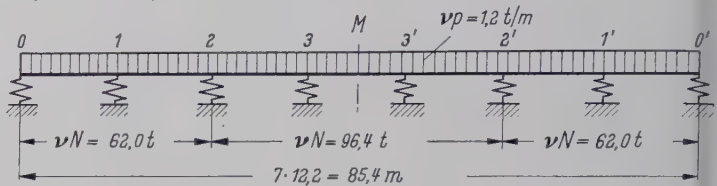


Bild 14. Elastischer gestützter, axial- und querbelasteter Durchlaufträger (Zahlenbeispiel 5)

8 m langen frei aufliegenden Trägers mit dem 0,45fachen Trägheitsmoment des Durchlaufträgers. Die gekoppelten Ausgleichszahlen des starr gestützten Systems (I) ergeben sich unter Ausnutzung der Symmetrie und Wahl des Zentrums im Knoten 2 zu

$$\bar{c}_{2,1} = \frac{0,542}{1 + \frac{2,673}{2,673}} = 0,271, \quad \bar{s}_{2,1} = \frac{2,673}{1 - 0,542 \cdot 0,271} = 3,133,$$
$$\bar{c}_{2,3} = \frac{0,567}{1 + \frac{2,475}{1,577}} = 0,221, \quad \bar{s}_{2,3} = \frac{2,475}{1 - 0,567 \cdot 0,221} = 2,830.$$
$$\bar{c}_{3,1} = -1 \text{ (Symmetrie)}, \quad \bar{s}_{3,1} = s_{3,1}^{\text{symm}} = 1,577,$$
$$\bar{c}_{3,3} = \frac{0,567}{1 + \frac{2,475}{1,577}} = 0,221, \quad \bar{s}_{3,3} = \frac{2,475}{1 - 0,567 \cdot 0,221} = 2,830.$$

Tafel 10. Zusammenstellung der Rechenhilfswerte zum Zahlenbeispiel 5

Felder	0-1, 1-2 0'-1', 1'-2'	2-3, 3-3', 3'-2'
$l \text{ (m)}$	12,2	12,2
$\beta = \frac{EJ}{l} \cdot \frac{l_c}{E_c J_c}$	1,0	1,0
$\beta K = \frac{EJ}{l^3} \cdot \frac{l_c^3}{E_c J_c}$	1,0	1,0
Druck: $\nu N^{(t)}$	62,0	96,4
$\varepsilon = l \sqrt{\frac{\nu N}{EJ}}$	1,25	1,56
Tabellenwerte:		
$A'$	3,787	3,665
$A^{0'}$	2,673	2,475
$D'$	1,733	1,577
$S'$	5,842	5,752
$c$	0,542	0,567
$s^0 = \beta A^{0'}$	2,673	2,475
$s = \beta A'$	3,787	3,665
$s^{\text{symm}} = \beta D'$	1,733	1,577
$M^0 = \frac{\rho l^2}{\varepsilon^2} \left(1 + c - \frac{A^{0'}}{2}\right)$	23,49	—
$M = \frac{\rho l^2}{\varepsilon^2} \left(1 - \frac{D'}{2}\right)$	15,26	15,52
$k^0 = \beta K (A^{0'} - \varepsilon^2)$	1,11	—
$k = \beta K (2 S' - \varepsilon^2)$	10,12	9,07
$m^0 = \beta K A^{0'} \cdot l$	32,62	—
$m = \beta K S' \cdot l$	71,27	70,17

Die gekoppelten dimensionslosen Federkonstanten des Systems I (mit unverdrehbaren Knoten) erhalten wir zu:

$$\bar{k}_{1,0} = \frac{1}{\frac{1}{1,11} + \frac{1}{76,60}} = 1,09, \quad \bar{K}_0 = 76,60 + 1,11 = 77,71$$
$$\bar{k}_{2,1} = \frac{1}{\frac{1}{10,12} + \frac{1}{76,60 + 1,09}} = 8,95, \quad \bar{K}_1 = 1,09 + 76,60 + 10,12 = 87,81$$
$$\bar{k}_{3,3} = 0 \text{ (Symmetrie)}, \quad \bar{K}_3 = 9,07 + 76,60 = 85,67$$
$$\bar{k}_{2,3} = \frac{1}{\frac{1}{9,07} + \frac{1}{76,60}} = 8,11, \quad \bar{K}_2 = 8,95 + 76,60 + 8,11 = 93,66.$$

Mit diesen Werten können nun die Ausgleichs (Bild 15) durchgeführt werden. (Man vergleiche auch das Ausgleichsschema-Bild 5. Beginnend mit  $M$ -Ausgleich am System I erhält man im Schritt a



mentenausgleich (System I):

0	1	2	3	M		
	0,414	0,586	0,525	0,475	0,690	0,301
	← 0	0,542	← 0,271	0,227	← 0,567	(-1) →
200	-23,49	15,26	-15,26	15,52	-15,52	15,52
	3,41	4,82	2,61	0	0	0
	0,41	-0,41	-1,51	-1,36	-0,30	0,30
M*	-19,67	19,67	-14,16	14,16	-15,82	15,82
Δv̄·m	4,45	-1,81	-1,81	-0,34	0,34	0
M <sup>v</sup> =	-1,09	-1,55	-0,84	0,13	-0,24	-0,10
	-0,35	0,35	1,28	1,16	0,26	-0,26
Δv̄·m	0,07	0,06	0,06	-0,17	-0,17	0
M <sup>v</sup> =	-0,05	-0,08	-0,04	0,07	0,12	0,05
	-0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	-0,01
M	-16,65		-15,39		-15,50	

chiebungsausgleich (System II): (v̄ und V... 100-fach)

	32,62	1	71,27	2	70,17	3				
7,71	1,11	0,0143	87,81	10,12	0,1152	93,66	0,1059	9,07	85,67	symm.
34	570,8	893,2		777,2	686,8		718,4	745,6		732,0
30		8,1	19,12		193,4		156,4		17,25	
64			2,16			18,74			1,98	
	13,64		21,28	2,54	18,74		0,49		19,23	
	-11,80	11,80		-6,23	6,23		8,61	-8,61		0
15		-0,17	0,06		0,62		-0,91		0,10	
15			0,02			0,16			0,02	
15	0,23		0,08	0,08		0,16		-0,24	-0,08	
49			21,36			18,90			19,15	

Bild 15. Ausgleiche zum Beispiel 5

fort die Momente M\* am starr gestützten Durchlaufträger. Die  
gehörigen Auflagerdrücke ergeben im Schritt b) am System II  
ie Verschiebungsdifferenzen Δv̄, die mit Hilfe der m-Zahlen neue  
Ausgangsmomente für den Schritt c) liefern. Die V-Werte für den  
ächsten Ausgleich d) sind nun nur aus den M<sup>v</sup>-Werten zu er-  
mitteln, so z. B.

V<sup>d</sup><sub>1,2</sub> =  $\frac{-1,55 + 0,35 - 0,84 + 1,28}{12,20} = -0,0623$

Die Konvergenz ist in diesem Fall so gut, daß man schon nach  
dem Schritt c) — also mit zwei Momenten- und einem Verschie-  
bungsausgleich — brauchbare Ergebnisse und nach je einem wei-  
teren Ausgleich praktisch die endgültigen Werte für Momente und  
Verschiebungen erhält. Die Verschiebungen v̄ sind noch zu entzerren

$$(v = \frac{l^3_c}{E_c J_c} \bar{v}),$$

da wir mit dimensionslosen Federkonstanten gearbeitet haben.

Zusammenfassung

Durch die Verwendung von tabellierten Steifigkeits- und Fort-  
leitungszahlen in Abhängigkeit von der Axiallast lassen sich  
Stabwerke, deren Berechnung nach der Theorie I. Ordnung mit dem

Häufigkeit der Bewertungszahlen für Stahlbauten

Von Dipl.-Ing. Reinhart Hase, Duisburg.

DK 624.014.25 : 691.714

In den „Vorläufigen Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegrup-  
pen für geschweißte Stahlbauten“ werden unter 2. und 3. die Einzel-  
einflüsse A bis G bewertet, denen geschweißte Baugruppen und Bau-  
teile unterworfen sind. Die Bewertungszahlen werden addiert. Der  
Summe wird eine der Stahlgütegruppen nach DIN 17 100 zugeordnet.

Dieses Verfahren schließt eine Aufgabe der Wahrscheinlichkeits-  
rechnung in sich. Wir setzen voraus, daß die Summanden A bis G  
tets nur einmal in jeder Summe auftreten. Dann kann offensicht-  
lich die Summe Z = 0 nur einmal erhalten werden. Das gleiche gilt  
für die Summe Z = 5 + 3 + 5 + 5 + 3 + 5 + 5 = 31. Die zwischen  
diesen Werten liegenden Summen Z = 1 bis Z = 30 lassen sich auf  
vielfache Weise aus den Summanden A bis G bilden. Die Frage  
lautet: Wie oft sind diese Summen zu erwarten, und wie verteilt  
ist die Vielfalt der Summen über den Bereich Z = 0 bis Z = 31?  
Diese Frage läßt sich nach den Methoden der Kombinatorik streng  
antworten.

Verfahren von Cross oder mit dem Formänderungsgrößenverfahren  
geläufig ist, bei praktisch gleichem Zeitaufwand nach der Theorie  
II. Ordnung behandeln. Die Methode ist zur Lösung von Spannungs-  
und Verzweigungsaufgaben in gleicher Weise geeignet und läßt sich  
mit gutem Erfolg auch bei komplizierten Systemen (seilabge-  
spannte, räumliche Stabwerke) anwenden. Bei vielen Spannungs-  
aufgaben von elastisch gestützten Systemen kann die Auflösung  
von Gleichungen durch Anwendung des Verschiebungsausgleichs  
umgangen werden.

Schrifttum

[1] Lundquist, E. E.: Stability of Structural Members under Axial Load. N. A. C. A. Techn. Note 617, 1937. — Principles of Moment Distribution Applied to Stability of Structural Members. Proc. of the Fifth International Congress of Appl. Mech., 1938 S. 145. Vgl. auch: Sattler K.: Umdrucke des Lehrstuhls für Stahlbau, Technische Universität Berlin.

[2] Lundquist, E. E. u. Kroll, W. D.: Tables of Stiffness and Carry-Over Factor for Structural Members under Axial Load. N. A. C. A. Techn. Note 652, 1938. Extended Tables of Stiffness and Carry-Over Factor for Structural Members under Axial Load. N. A. C. A. Report 4 b/24, 1944. Vgl. auch: Sattler, K.: Umdrucke der Tabellen am Lehrstuhl für Stahlbau, Technische Universität Berlin. Vgl. weiter die derzeit im Druck befindlichen Hilfswerke für Stabilitätsnachweise. Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1959.

[3] Sattler, K.: Das Verfahren Slavin zur Untersuchung der Stabilität ganzer Fachwerksysteme. Die Bautechnik 30 (1953) H. 8 S. 222/232.

[4] Chwalla, E.: „Hilfsmittel für Stabilitätsnachweise“. Vortrag am 18. 7. 1957 an der Technischen Hochschule in München. Tafeln für die Hilfswerte zur Berechnung der Biegeknicklast ebener Stabwerke. Umdrucke der Lehrkanzle für Baustatik an der Technischen Hochschule Graz.

[5] Beer, H.: Beitrag zur Berechnung von räumlichen Rahmensystemen mit beweglicher Knotenfigur. Österreichische Bauzeitschrift 1948 Heft 7.

[6] Klöppel, K. und Guder, W.: Näherungsweise Berechnung der Biegemomente nach Spannungstheorie II. Ordnung zur Bemessung von außermittig gedrückten Stäben nach DIN 4114 Ri 10.2. Stahlbau 26 (1957) H. 7 S. 188/91.

[7] Bürgermeister, G. und Steup, H.: Zur iterativen Lösung von Problemen der Verformungstheorie. Stahlbau 26 (1957) H. 7 S. 183/87.

[8] Lie, K. H.: Praktische Berechnung von Hängebrücken nach der Theorie II. Ordnung. Stahlbau 14 (1941) H. 14/15 S. 65/69 u. 78/83 sowie Dissertation Darmstadt 1940.

[9] Börscheuer, F. W.: Beispiel und Formelsammlung dünnwandiger Stäbe mit wölbbehindertem Querschnitt. Stahlbau 22 (1953) H. 2 S. 35/37.

[10] Steinman, D. B.: Moment Distribution by Linked Rigidities. Eng. News-Rec., May and June 1944 und Moment Distribution by Symmetry and Anti Symmetry. Eng. News-Rec., Jan. 1945.

[11] Müllenhoff, A. und Heilig, R.: Neue Verfahren zur Berechnung durchlaufender Träger und steifer Rahmen. Stahlbau 21 (1952) H. 7 S. 105.

[12] Kupferschmid, V.: Ebene und räumliche Rahmentragwerke. Wien 1952, Springer-Verlag.

[13] Resinger, F. und Steiner, H.: Näherungslösung von Problemen der Spannungstheorie II. Ordnung und der Wölbkrafttorsion mit Hilfe der Deformationsmethode. Österr. Ingenieurzeitschrift 1959 im Druck.

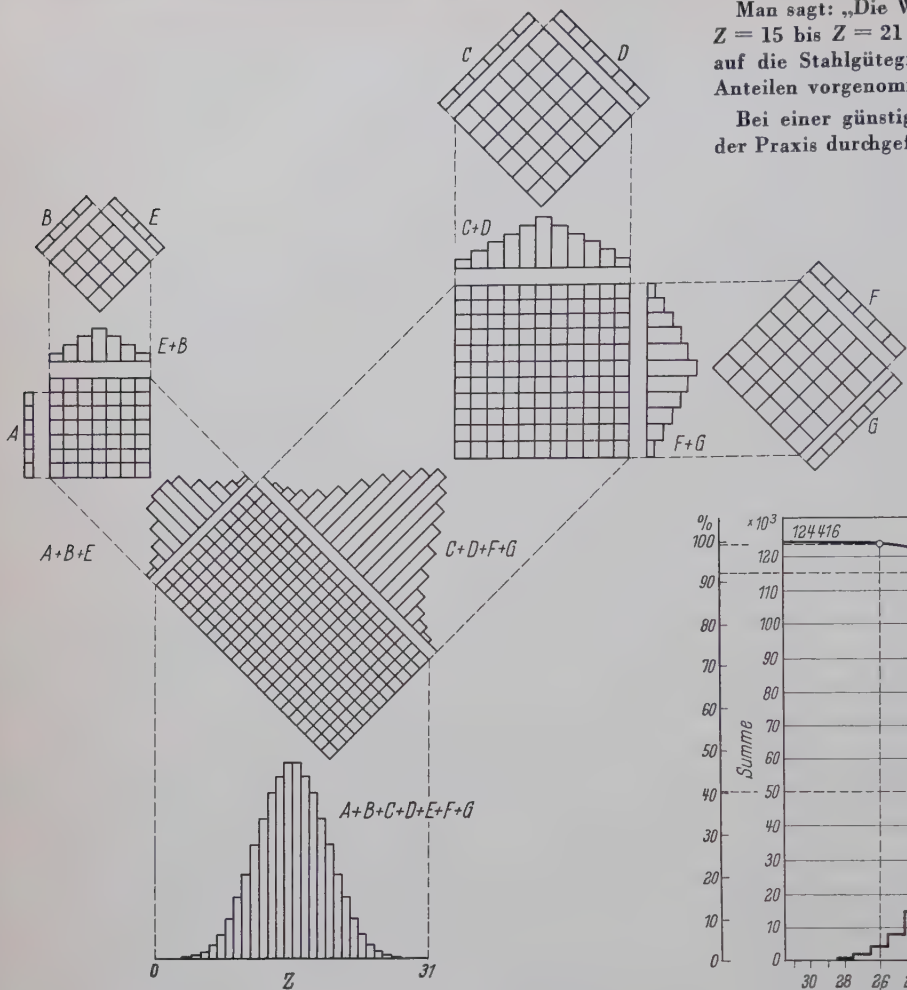
[14] Jungbluth, O.: Der mehrfeldrige, elastisch gestützte, querbelastete Druckstab. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt.

Die Gesamtzahl der möglichen Summen  $Z = A + B + C + D + E + F + G$  beträgt  $6 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 6 = 4^2 \cdot 6^5 = 124\,416$ . Es wird ein Rechenschema (Bild 1) aufgestellt, durch das gewährleistet ist, daß die geforderten Summen lückenlos ausgeführt und die erwarteten Ergebnisse  $Z = 0$  bis  $Z = 31$  erhalten werden.

In dieses Schema gehen die Häufigkeiten der Grundwerte A bis G mit 1 ein. Durch fortlaufende Multiplikation und Addition entstehen Zwischenverteilungen und schließlich die Endverteilung der Summen Z. Die in Bild 2 wiederholte Glockenkurve gibt für jede Summe Z die Anzahl an, wie oft sie erhalten wird, wenn in jeder Summe die Summanden A, B, C, D, E, F und G nur mit einem Wert vorkommen.

Daß die Verteilungskurve den Summen Z symmetrisch zugeordnet und über  $Z = 15$  und  $Z = 16$  ihr Maximum haben würde, war zu erwarten. Es überrascht aber, daß die Summen  $Z = 1$  bis 8 und  $Z = 23$

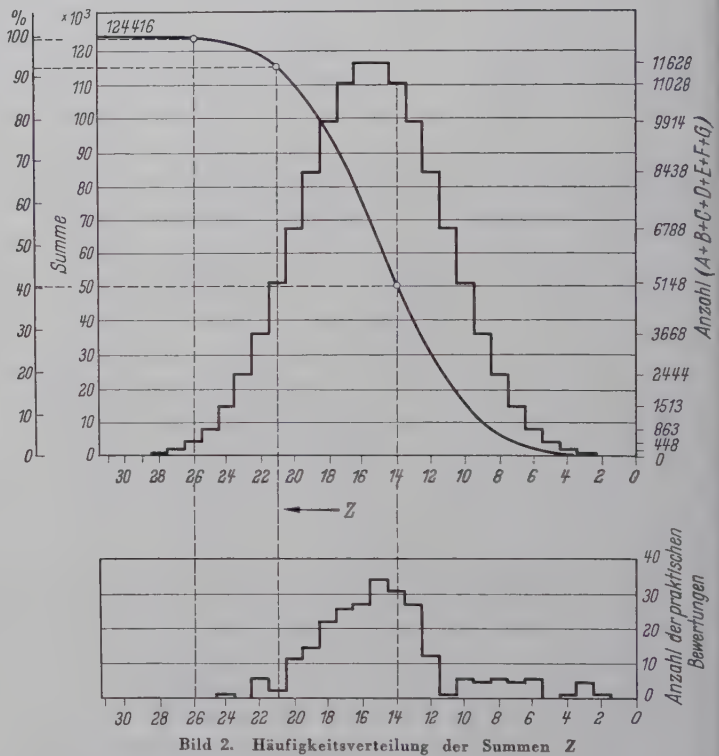




Man sagt: „Die Wahrscheinlichkeit für das Eintreten der Summen  $Z = 15$  bis  $Z = 21$  ist 52,1 %.“ Die Aufteilung des Summenhaufens auf die Stahlgütegruppen wurde nicht mit untereinander gleichen Anteilen vorgenommen.

Bei einer günstigen Gelegenheit ließ sich auszählen, wie 242 in der Praxis durchgeführte Bewertungen sich über die Summen  $Z$  ver-

Bild 1. Rechenschema  
 $A + B + C + D + E + F + G$



bis 31 sehr selten sind, weil sich die Glockenkurve stark gegen den Mittelwert  $Z = 15 \dots 16$  konzentriert. Dies wird noch deutlicher, wenn die Integralkurve der Summenverteilungskurve aufgezeichnet wird, wie dies in Bild 2 ausgeführt ist. Folgt man der Aufteilung nach Tafel 2 der „Empfehlungen“, so ergibt sich:

Z	Anteil
0 . . . 14	40,2 %
15 . . . 21	52,1 %
22 . . . 26	7,3 %
27 . . . 31	0,4 %
	100,0 %

teilen. Die entsprechenden Zahlen sind als Stufenlinien unter der Glockenkurve aufgetragen und zeigen, daß die praktische Häufung der Werte  $Z$  grundsätzlich der theoretischen Gesetzmäßigkeit folgt.

Verschiedenes

Schweißbarkeit von Mangan-Nickel-Chrom-Molybdän-Stählen<sup>1)</sup>

In einer früheren Arbeit wurde über die Untersuchung der Rißanfälligkeit in der aufgehärteten Zone einer Reihe von niedriglegierten Mangan-Nickel-Chrom-Stählen berichtet, die im Metalllichtbogenverfahren mit rutilsauren Elektroden entsprechend B. S. 1719, Class E. 217, geschweißt worden waren<sup>2)</sup>.

Auf Grund dieser Arbeit wurden zwei Stahlzusammensetzungen für weitere Untersuchungen ausgewählt, die beide zufriedenstellende Schweißigenschaften ergaben, und zwar nach dem Reeve-test an Schweißen von 38 mm dickem Blech mit rutilsaure umhüllten Elektroden. Die 0,5%-Grenze der Bleche betrug jedoch nur 36 kg/mm<sup>2</sup> im normalgeglühten Zustand und 40 bis 45 kg/mm<sup>2</sup> nach Normalglühen und Anlassen.

Daher wurden weitere Versuche angesetzt, um die Rißempfindlichkeit der höher legierten Stähle der ursprünglichen Serie bei der Schweißung mit wasserstoffarmen Elektroden zu ermitteln. Zweck der Versuche war die Entwicklung von Stählen, die eine höhere Belastung bis zum Auftreten einer bleibenden Verformung bestimmter Größe ermöglichten und gleichzeitig bei Anwendung wasserstoffarmer Elektroden gute Schweißbarkeit verbürgen. Darüber wird in der hier besprochenen Arbeit berichtet. Die Versuchsstähle enthielten Kohlenstoff, Mangan, Nickel und Chrom in systematisch veränderten Mengen. Die Einflüsse der Schweißung wurden mit Hilfe des von der British Welding Research Association entwickelten „controlled-severity test“ bestimmt.

Der Einfluß der Analysenveränderungen innerhalb der untersuchten Grenzen auf die Schweißbarkeit wurde in Schaubildern zusammengestellt, die ihrerseits mit Schaubildern verglichen wurden, welche den Einfluß der Analysenänderungen auf die 0,3%-Grenze zeigten, die an den gleichen Werkstoffen in zwei verschiedenen Abmessungen ermittelt wurde. Eine solche Gegenüberstellung gestattet eine Auswahl der Stähle, die eine optimale Kombination

<sup>1)</sup> Nach Cottrell, C. L. M., Bradstreet, B. J., und Jones, T. E. M.: The Weldability and Mechanical Properties of a Series of Mn-Ni-Cr-Mo Steel. Brit. Weld. J. 3 (1956) H. 3, S. 90/98.  
<sup>2)</sup> J. Iron Steel. Inst. 169 (1951) H. 7, S. 321/36.



von Schweißbarkeit und Festigkeit aufweisen. Mit den auf diese Weise ausgewählten Stählen wurden Kontrollversuche durchgeführt. Mit Hilfe von Dilatometerversuchen wurde ein Schaubild für kontinuierliche Umwandlung aufgestellt.

Auf Grund der Untersuchungen werden zwei Stahlzusammensetzungen empfohlen, die bei normalgeglühtem, 38 mm dickem Blech eine 0,3%-Grenze von mindestens 55 kg/mm<sup>2</sup> ergeben und bei Verwendung wasserstoffarmer Elektroden gute Schweißbarkeit besitzen. Die Zusammensetzung der Stähle lautet in Gewichtsprozent:

C	Mn	Cr	Mo	Ni
0,11—0,15	1,5—1,8	0,7—0,9	0,2—0,25	0,6—0,8
0,11—0,15	1,1—1,4	0,9—1,1	0,2—0,25	1,0—1,2

Die Versuche zeigen demnach, daß die beste Kombination von Schweißbarkeit und Festigkeit mit einem mehrfach legierten Stahl geringen Kohlenstoffgehaltes erzielt wird.

Weiterhin wurden Beobachtungen angestellt im Hinblick auf die zulässige Grenze der Höchst Härte in der wärmebeeinflussten Zone von niedriglegierten Stählen.

Anders

## Konstruieren in Stahlrohr

Das ideale Bauelement für Druck- und Torsionsstäbe ist das Rohr. Seine gleichmäßige Massenverteilung über dem Umfang ergibt als hervorragende Eigenschaft den nach jeder Richtung hin größtmöglichen Trägheitsradius bei gleichzeitig kleinster Außenfläche und als Hohlprofil eine große Torsionssteifigkeit. Dieses seit langem bekannte günstige Verhalten konnte jedoch erst in neuerer Zeit durch die Vervollkommen der Schweißtechnik für Baukonstruktionen voll nutzbar gemacht werden, da der Ausbildung von Anschlüssen oder Knotenpunkten bei Rohrfachwerkkonstruktionen in Nietbauweise erhebliche Schwierigkeiten entgegenstehen. Die Methoden der Schweißtechnik gestatten hier, mit vergleichbar geringem Aufwand eine gute Anpassung an den Kraftlinienverlauf und mit der Erhöhung der Bruchsicherheit an diesen schwachen Stellen einer Konstruktion auch eine größere Wirtschaftlichkeit zu erzielen.

Zweifelloos steht die Entwicklung schweiß- und rohrgerechter Konstruktionen noch am Anfang. Um so mehr war es daher zu begrüßen, daß am 3. und 4. März als gemeinsame Veranstaltung des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Beratungsstelle für Stahlverwendung mit Unterstützung der VDI-Fachgruppe Konstruktion (ADKI) eine Tagung im Haus der Technik, Essen, unter dem Thema „Konstruieren in Stahlrohr“ stattfand, die einen Überblick über den derzeitigen Stand der Entwicklung gab<sup>1)</sup>.

Die Vorträge von Direktor Dipl.-Ing. W. Jamm „Das Stahlrohr als Konstruktionselement“ und von Oberingenieur Dipl.-Ing. A. Köhler „Die geschweißte Stahlkonstruktion“ vermittelten an Hand zahlreicher Lichtbilder einen Eindruck von der vorteilhaften Verwendbarkeit des Rohres bei Hallenbauten, Dachbindern, Antennentürmen, Starkstrommasten usw. Betriebsleiter Ing. W. Werner zeigte in seinem Vortrag „Schweißtechnik und Arbeitsverfahren bei Stahlrohrkonstruktionen“, daß die Festigkeit der geschweißten Rohrstöße und Anschlüsse sehr von der Schweißnahtvorbereitung abhängig ist. Trotz der Fortschritte bei den automatischen Brennschneidmaschinen, die die gewünschte Durchdringungskurve und die Schweißfuge in einem Arbeitsgang schneiden, ist hier eine bei Einlauf von schiefen Streben in das Gurtrohr allgemein befriedigende Lösung noch nicht gefunden. Über „Sonderkonstruktionen mit Rohren“ sprach Oberingenieur Dr.-Ing. J. Fröhlich. Besonders interessant waren die Ausführungen über lösbare Rohrknotenverbindungen, wobei die Anschlußkraft über Scherhülsen übertragen wird, über Herstellung und Aufbau eines Montagekrans von 70 m Höhe und 25 t Nutzlast bei 20 m Ausladung und über ein Flechtwerk in Rohren als Dachkonstruktion, das aus Tetraedern und Oktaedern aufgebaut ist. Im Schnittpunkt der Systemlinien, also in den Knotenpunkten, sitzen hier Kugeln, auf die die Rohre stumpf aufgeschweißt werden.

Zum Abschluß der Vortragstagung referierte Oberingenieur Dr. K. Born über „Stähle für Rohrkonstruktionen“. Sein Hauptaugenmerk widmete er der Sprödbruchsicherheit und der Schweißbeignung, die mit dem Zeittemperatur-Umwandlungsschaubild besonders gut eingefangen wird. Die Kenntnis des Z.T.U.-Diagramms, das Aufschluß über den Grad der Bildung des gefährlichen martensitischen Gefügebestands gibt, ist wegen der im allgemeinen geringen Dicke für Rohrkonstruktionen von noch größerer Wichtigkeit. Für das Ziel der Forschung, höherbeanspruchbare Werkstoffe bei guter Schweißbeignung und Schweiß-

sicherheit zu entwickeln, nimmt eine besondere Stellung das Element Aluminium ein, das sich mit Stickstoff als Aluminiumnitrid submikroskopisch fein ausscheidet und so ein günstiges Schweißverhalten erreicht.

Es war interessant, in der Diskussion von einem Londoner Tagungsteilnehmer zu erfahren, daß in England die Entwicklung auf dem Gebiet der Stahlrohrkonstruktionen etwa gleichweit fortgeschritten ist. Zahlreiche Lichtbilder bestätigten dies.

Nach der Vortragsveranstaltung war Gelegenheit zu einer Besichtigung der Energiebrücke Duisburger Hafen, der Flugzeughalle Reydt und der Sendetürme der Deutschen Welle in Jülich.

Eine kleine Lehrschau im Haus der Technik zeigte Modelle, Bilder oder auch Bauelemente, wie einen Knotenpunkt der Oktaplatte oder ein Montageelement eines Auslegerkrans.

G. Lacher

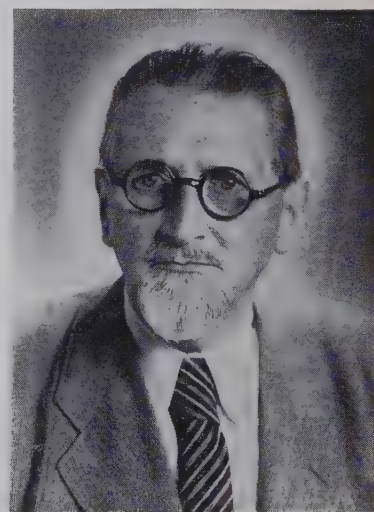
## Persönliches

### Professor Dr.-Ing. Ludwig Mann†

Am 27. Februar 1959 ist Professor Dr.-Ing. Ludwig Mann, Senator E. h. der Hochschule für Bauwesen, Leipzig, Ehrendoktor der Technischen Hochschule Dresden, im hohen Alter von 87½ Jahren in Leipzig verstorben. Mit ihm ist der Verlust eines sehr bedeutenden Wissenschaftlers des Bauwesens und der Statik zu beklagen, der bis in sein hohes Alter hinein an der Weiterentwicklung der Bauingenieurwissenschaften aktiv tätig war<sup>1)</sup>.

Ludwig Mann wurde am 1. September 1871 in Köln geboren. Seine Reifeprüfung legte er an dem humanistischen Gymnasium in Wiesbaden ab. Von 1892 bis 1894 studierte er an der Technischen Hochschule Hannover und beendete sein Studium 1895 an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg als Schüler von Müller-Breslau mit der Diplom-Hauptprüfung.

Nach Ableistung seiner Dienstpflicht 1894/95 in einem Pionierbataillon wandte sich Mann zunächst der Praxis zu und war mehrere Jahre in einem Zivilingenieurbüro in Berlin tätig. — 1900 wurde ihm vom Magistrat Berlin die Leitung des statischen Büros zur Projektierung, Berechnung und Montageüberwachung für den Bau des Gaswerkes Tegel übertragen. Eine seiner bedeutenden Arbeiten dieser Zeit war der Entwurf und die Berechnung eines Zeltdaches mit 76 m Durchmesser und biegesteifem Schlußring. Zur Berechnung dieses Objektes entwickelte Mann seine Theorie der Statik



zyklisch symmetrischer Systeme und deren Anwendung auf das räumliche Fachwerk, über die er später berichtete [1]. Seiner Neigung zur wissenschaftlichen Arbeit folgend, nahm er 1906 einen Ruf als Oberingenieur an den Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen der TH Berlin an und wurde von Müller-Breslau gleichzeitig mit der Leitung des Laboratoriums für Statik der Baukonstruktionen und mit der Durchführung von Erddruckversuchen beauftragt. Die in dieser Zeit durchgeführte experimentelle Nachprüfung der Coulomb'schen Theorie ebener Gleitflächen, die bekanntlich auf eine Gleichung zweiten Grades führt, veranlaßte Mann später, als in den dreißiger Jahren mit großer Aufmerksamkeit Lösungen mit Parabeln und Hyperbeln empfohlen wurden, in einer grundlegenden Arbeit [2] eindeutig mit Hilfe der projektiven Geometrie nachzuweisen, daß die von Poncelet bereits angegebene Kreis-Lösungsmethode die sinnvollste ist. In dieser Arbeit sind noch weitere, bis dahin nicht bekannte Kreiskonstruktionen, darunter auch eine vereinfachte Poncelet-Konstruktion, enthalten.

Im Jahre 1907 hat Mann mit einer statischen Arbeit die Doktorprüfung mit Auszeichnung abgelegt.

In einer bedeutenden Arbeit [3] über die Berechnung steifer Vierecknetze, in der erstmalig die Differenzenrechnung auf statisch komplizierte Systeme zur Anwendung gebracht wurde, hat Mann die genaue Ermittlung des Spannungs- und Deformationszustandes derartiger Systeme durchgeführt. Für die Stabilitätsmittlung von

<sup>1)</sup> Vergl. auch Merkblatt über sachgemäße Stahlverwendung Nr. 224: Geschweißte Rohrkonstruktionen. Herausgegeben vom Beratungsinstitut für Stahlverwendung, Düsseldorf, 1958.

<sup>1)</sup> Vergl. Klöppel, K.: Prof. Dr.-Ing. Ludwig Mann 80 Jahre. Stahlbau 20 (1951) H. 11 S. 136.



Rahmenstäben wird eine Lösung angegeben, die in die Literatur als Mann'sche Formel eingegangen ist. Diese Arbeit brachte ihm den Ruf als ordentlicher Professor auf den Lehrstuhl für Mechanik der Fakultät Allgemeine Wissenschaften an der 1910 neu gegründeten Technischen Hochschule Breslau ein. — Es folgten dann mehrere Arbeiten [4], [5], in denen er den Nachweis erbrachte, daß bei strenger und richtiger Behandlung der bei den Vierendeel-Trägern auftretende Probleme Theorie und Praxis gut übereinstimmen, und er klärt einige damals in der Literatur von anderen vertretene Irrtümer hinsichtlich der Durchbiegung und des E-Moduls bei strebenlosen Pfostenträgern auf. Seine über Jahre geführten genauen Untersuchungen über ebene Rahmentragwerke faßte Professor Mann in einem 1927 erschienenen Lehrbuch [6] zusammen. Diese Arbeiten sind in jeder Beziehung grundlegend und bedeutungsvoll<sup>1)</sup>. Die Untersuchungen wurden später noch auf räumliche Rahmentragwerke erweitert, über die er 1939 berichtete [7]. In weiteren Arbeiten zeigt Mann neue Wege zur Berechnung von Stabkräften in Fachwerkträgern auf [8] und umreißt die Problematik biegebeanspruchter Kreisplatten mit veränderlicher Dicke [9]. Im Jahre 1928 wird Professor Mann Gutachter und Mitarbeiter der BUBIAG, Mückenbergr, für Großgeräte in Tagebauen, und 1932 erfolgte seine Ernennung zum staatlichen Gutachter für Förderbrücken und Großabraumgeräte. Manns Mitarbeit auf diesem Gebiet hat sich auf die Entwicklung der Großgeräte außerordentlich fruchtbringend ausgewirkt. Es entstanden unter seiner maßgeblichen und verantwortlichen Mitarbeit u. a. die Großgeräte Friedländer Brücke mit einer Stützweite von 150 m (1930) [10], Förderbrücken in Klein-Leipisch mit 200 m Stützweite und vor allem die technisch interessante Brücke in Koyné, ein System, das sich teleskopartig von 65 m auf 105 m auseinanderziehen kann. Ferner ist seine Mitarbeit an verschiedenen Kabelbaggern in Frielendorf und Viktoria III, Verbund- und Schaufelradbaggern erwähnenswert. — Mann entwickelte für die Statik derartiger Großgeräte völlig neue Methoden, die eine schnelle und exakte räumliche Berechnung der Tragsysteme gestatten. Seine heute in der Industrie allgemein gehandhabte „Raumquerkraftmethode“ ist bei der Berechnung räumlicher Systeme der „Kantenkraftmethode“ weit überlegen. Über diese Arbeiten berichtete Mann erst sehr viel später [11].

Sein wissenschaftliches Werk krönte Mann anlässlich seiner Ehrenpromotion an der TH Dresden 1957 durch einen philosophisch-kritischen Vortrag über das Thema „Vergleich der Prinzipien und Begriffe für die Entwicklung der Kraft- und Deformationsmethode in der Statik“ [12].

An der Entwicklung der Technischen Hochschule Breslau hat Mann einen wesentlichen Anteil. Stets hat er aktiv mitgewirkt, wenn es galt, den wissenschaftlichen Ruf dieser Hochschule zu fördern und zu festigen. Seine von großer Reife getragenen Vorlesungen, sein rückhaltloser Einsatz für die Hochschularbeit brachten ihm die Achtung seiner Kollegen und Mitarbeiter und die Bewunderung seiner Schüler ein. — In den Jahren 1920 bis 1924 wurde er durch das Vertrauen des Senates zweimal hintereinander zum rector magnificus der TH Breslau gewählt. Der Fakultät für Allgemeine Wissenschaften stand er viele Jahre hindurch als Dekan vor. Sein Lebenswerk, das er bis ins hohe Alter hinein führte, hat der Wissenschaft und Technik bedeutende Beiträge gegeben und viele seiner Prinzipien und Theorien der Statik sind heute Allgemeingut geworden und werden von den Ingenieuren vielfältig angewendet. Seine große Güte und stete Hilfsbereitschaft, sein rechtlicher Sinn und die große Reife seiner Arbeiten werden unvergessen sein. — Der Mensch ist nun dahingegangen, aber sein Werk lebt in der Wissenschaft und Technik fort.

C. L. Rudolph

#### Schrifttum

- [1] Über zyklische Symmetrie in der Statik. Der Eisenbau 2 (1911) S. 18.
- [2] Erddruck auf Stützmauern bei belastetem Gelände. Bautechnik 16 (1938) S. 373.
- [3] Statische Berechnung steifer Vierecksnetze. Zeitschrift für Bauwesen 1909 S. 539.
- [4] Der Pfostenträger mit ungleichen Gurtungen. Festschrift Müller-Breslau 1912.
- [5] Strebenloses Ständerfachwerk. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1912.
- [6] Theorie der Rahmenwerke auf neuer Grundlage. Berlin 1927, Springer-Verlag.
- [7] Grundlagen zur Theorie räumlicher Rahmentragwerke. Stahlbau 12 (1939) S. 145.
- [8] Eine neue Form von Gleichgewichtsbedingungen als Grundlage für die Berechnung von Stabkräften in Fachwerkträgern. Stahlbau 9 (1936) S. 145.
- [9] Biegung kreisförmiger Platten mit veränderlicher Dicke. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues Heft 6 1943.
- [10] Die Abraumbrücke Friedländer. Zeitschrift VDI 1930 S. 331.

- [11] Statische Grundlagen für die Konstruktion und Berechnung von Abraumförderbrücken. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Bauwesen, Leipzig. Heft 1, 1955, nachgedruckt in: Bauplanung und Bautechnik 1956 H. 3 S. 101.
- [12] Vergleich der Prinzipien und Begriffe für die Entwicklung der Kraft- und Deformationsmethode in der Statik. Wissenschaftliche Zeitschrift der TH Dresden, 1957.

### Ministerialrat Dr.-Ing. Wilhelm Klingenberg 60 Jahre

Am 19. 2. 1959 vollendete Ministerialrat Dr.-Ing. Klingenberg sein 60. Lebensjahr. Es ist wohl berechtigt, aus diesem Anlaß in einem kurzen Rückblick seinen beruflichen Werdegang und seine Verdienste als erfolgreicher Ingenieur der Fachwelt nahezubringen.

Nach dem Besuch des Goethegymnasiums und der Technischen Hochschule in Hannover, deren Abschlußexamen er mit Auszeichnung bestand, holte Prof. Dr.-Ing. Otzen Ende 1921 den jungen Diplom-Ingenieur als Assistenten an das an den Lehrstuhl Massivbau angeschlossene Bauingenieurlaboratorium der TH Hannover. Hier arbeitete er auch an Otzens Handbuch „Massivbau“ mit und erhielt aus dieser Arbeit die Anregung für seine spätere Dissertation über die wirtschaftliche Querschnittsbemessung im Stahlbetonbau.

Anfang der 20er Jahre kam es darauf an, stahlsparende Bauweisen insbesondere auch für Hochbauten zu entwickeln. Nach kurzer Tätigkeit als Statiker und Konstrukteur im Brückenbüro der GHH übernahm Dr. Klingenberg bei der Deutschen Zollbau Gesellschaft in Berlin derartige Entwicklungsarbeiten. Die freitragenden Konstruktionen dieser Firma führte er auch in den Vereinigten Staaten von Amerika ein, wo er in New York von 1924 ab als Oberingenieur des für diesen Zweck gegründeten „Lamelle Roof Syndicate“ tätig war. 1928 übernahm er die Leitung der Abteilung Stahlbau der Firma Junkers in Dessau. Nach dem Zusammenschluß der vier im Besitz der Familie Junkers befindlichen Werke zu den „Hugo Junkers-Werken“ in München wurde er deren stellvertretender Geschäftsführer unter Beibehaltung der Leitung des Werkes Stahlbau in Dessau. Hier war er bis Ende des Krieges tätig und hat an der Entwicklung weitgespannter Hallenbauten in Deutschland hervorragenden Anteil. Der Ausgang des Krieges veranlaßte ihn, Mitte 1945 von Dessau in seine Heimatstadt Hannover zurückzukehren, wo ihm die Straßenbaudirektion Hannover den Wiederaufbau großer Straßenbrücken über die Weser und die Ems übertrug. Über die Wiederherstellung der Straßenbrücke an der unteren Ems bei Leerort hat er auf der Stahlbautagung 1948 in Stuttgart berichtet. Auf Grund seiner erfolgreichen Tätigkeit im Straßenbrückenbau wurde er Ende 1948 als Referent in die Hauptverwaltung Straßen, die heutige Straßenbauabteilung des Bundesverkehrsministeriums, berufen und Anfang 1951 zum Ministerialrat ernannt. Als Leiter des Referates Brückenbau der Straßenbauabteilung ist er führend beteiligt an der bedeutenden Entwicklung, die der Straßenbrückenbau in den letzten Jahren in Deutschland zu verzeichnen hat. Über die bemerkenswertesten Brückenbauten der Bundesfernstraßen hat er wiederholt in der Fachliteratur berichtet. Bekannt sind insbesondere seine Arbeiten auf dem Gebiet der Verbundbauweise. Die verschiedenen wissenschaftlichen Verbände des In- und Auslandes gewannen ihn für die Mitarbeit bei ihren Aufgaben. Im Deutschen Ausschuß für Stahlbau ist er Obmann mehrerer Unterausschüsse; sein Rat und seine Erfahrungen werden im Deutschen Ausschuß für Stahlbeton gern genutzt; im Deutschen Normenausschuß leitet er die Arbeitsgruppe „Straßen- und Wegebrücken“ und ist Obmann mehrerer Arbeitsausschüsse; im Ländersachverständigenausschuß betreut er die Zulassung der Spannbetonverfahren. Er gehört dem Ständigen Ausschuß der Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau an.

Seine Mitarbeiter und alle enger mit ihm in Verbindung stehenden Fachkollegen schätzen sein immer freundliches, aufgeschlossenes Wesen und sein hervorragendes fachliches Wissen. Mögen dem Jubilär weiterhin Gesundheit und als verantwortungsvollem Leiter eines so bedeutenden schönen Aufgabengebietes noch viele berufliche Erfolge vergönnt sein.

F. Lemmerhold





## r.-Ing. Conrad Scharnow 70 Jahre

Am 19. Februar dieses Jahres vollendete der langjährige Direktor und Prokurist der Konstruktions- und Vertriebsabteilung Stahlhochbau der Gutehoffnungshütte Sterkrade sein 70. Lebensjahr.

Sein Lebensweg führte ihn vom elterlichen Gutshof in Jacobsdorf in der Mark über das Fürstenwalder Gymnasium an die Danziger Hochschule, wo er 1913 das Diplomexamen ablegte und anschließend als Assistent tätig war. Von 1914 bis 1918 ist er als Soldat gewesen. Seine erste Ingenieurpraxis verbrachte er ab 1919 bei Steffens & Nölle in Berlin. Zur Gutehoffnungshütte nach Sterkrade kam er 1921, die er 1941 als Oberingenieur und Handlungsbevollmächtigter verließ, um in Lauchhammer die Direktorstelle in der gesamten Stahlbau zu übernehmen. 1948 kehrte er als Direktor des Stahlhochbaues zur Gutehoffnungshütte zurück und tritt jetzt in den Ruhestand.

Conrad Scharnow bei dieser Gelegenheit zu becheinigen, wie sehr die Fachwelt von seiner Lebensleistung als führender Ingenieur des Stahlhochbaues in einer unserer größten Stahlbauunternehmen beeindruckt ist und ihn auch als menschlich vorbildlichen Kollegen schätzen gelernt hat, bedeutet in der Tat mehr als eine Konvention, ist vielmehr zahlreichen Fachgenossen und erst recht seinen Freunden eine Herzenssache. Und dies um so mehr, als seine beispielhafte sachlich-korrekte Einstellung und die daraus meist zwangsläufig resultierende Bescheidenheit ihn gegenüber jeder Wirkung nach außen stets zurücktreten ließ. Der Seltenheitswert eines solchen Verhaltens steht bemerkenswerterweise auch im Einklang mit der Seltenheit des imponierenden Umfangs seiner beruflichen Fähigkeiten.

Dr. Scharnow verkörpert vor allem die gar nicht hoch genug zu veranschlagende Synthese von Statiker und Konstrukteur. Schon an der Hochschule als hervorragender Theoretiker erkannt, hatte Dr. Scharnow sich bereits in seinen jungen Jahren durch beherztes Anpacken aller Aufgaben des Stahlbauingenieurs ein solches Können erworben, daß ihm schon bald die Konstrukteure am Brett gern ihren Bleistift anboten, um sich an Ort und Stelle von ihm Verbesserungen ihres Entwurfes oder ihrer Detailzeichnungen zu erbitten. So ist es auch verständlich, daß viele bedeutende Stahlhochbauten der Gutehoffnungshütte seine konstruktiven Ideen erkennen lassen, die er stets in der Gesamtschau der Dinge, also auch im Zusammenspiel von Statik, Konstruktion, betrieblicher und montagetechnischer Herstellungstechnik verwirklichte. Seine Erfolge wären aber auch nicht denkbar gewesen ohne kaufmännische und kalkulatorische Erfahrungen und Fähigkeiten. Sie runden erst das Gesamtbild eines eigentlichen Stahlbauingenieurs von Format ab. Seinem Prinzip, stets höchste Wirtschaftlichkeit mit nie versagender Sicherheit in seinen Bauten zu vereinigen, ist er stets treu geblieben. Zu diesem Zweck mußten oft die letzten herstellungstechnischen Vorteile wahrgenommen werden, wie etwa in dem von Dr. Scharnow gerade in wirtschaftlich schlechten Zeiten meisterhaft beherrschten Geschäft des Mastenbaues. Er wußte aber auch durch eine Reihe von Veröffentlichungen in Fachzeitschriften Wesentliches mitzuteilen. Große Hallenbauten, wie etwa die von ihm in starkem Maße inspirierten Luftschiffhallen in Friedrichshafen, oder exzeptionelle Industriehallen und Verkehrsbauten sowie große Abraumförderbrücken sind für die Fachwelt mit seinem Namen fest verbunden. Geheimrat Reinhold Krohn, dem er im Anschluß an sein Studium in Danzig assistieren durfte, bot ihm ein klassisches Vorbild für den schöpferischen Ingenieur, der weder allein mit der Mathematik, noch allein mit der Konstruktion denkbar ist, der aber seine gründlichen mathematisch-mechanischen Kenntnisse und die Selbständigkeit seines Denkens in der Bewältigung eines wissenschaftlichen Problems erprobt haben muß. Dr. Scharnow tat dies in seiner Danziger Doktorarbeit<sup>1)</sup>, in der er die Berechnung durch-



laufender rechteckiger Stahlbetonfahrbahnplatten stählerner Straßenbrücken entwickelte. Wer sich erinnert, wie wenig befriedigend in diesen Jahren die Berechnung der Stahlbetonfahrbahnplatten gewesen ist, wird darin übereinstimmen, daß Dr. Scharnow mit der Bearbeitung dieses Themas dem damaligen Wissensstand im Stahlbau vorsaute. In mancher neueren, im Zeichen der Verbundbauweise und der stählernen Leichtfahrbahn stehenden Untersuchung wäre gerechterweise diese Scharnowsche Arbeit zu zitieren gewesen. Wie bei dieser Untersuchung, so sind das klare Denken und insbesondere das Zuendedenkenkönnen auch das Geheimnis seiner praktischen Erfolge gewesen, die als muster-gültige Bauten in aller Welt von der hohen Leistungsfähigkeit nicht nur seiner jeweiligen Firma, sondern des deutschen Stahlbaues überhaupt zeugen. Es ist verständlich, daß Dr. Scharnow in der langen Zeit seiner Ingenieur-tätigkeit auch in Kommissionen des Deutschen Stahlbau-Verbandes mitgewirkt hat, so auch bei der Abfassung der Bestimmungen über die Druckstabrechnung von Masten für die DIN 4114 (Knicken, Kippen, Beulen). Die imponierende Bewältigung des steilen Anstieges seines beruflichen Werdeganges hatte natürlicherweise und mit Recht auch die Aufmerksamkeit der Hochschulen bei Berufungen auf ihn gelenkt.

Wenn sich Dr. Scharnow jetzt nach einer überaus fruchtbaren Tätigkeit als Leiter des Stahlhochbaues der Gutehoffnungshütte in den wohlverdienten Ruhestand zurückzieht, darf er gewiß sein, daß sein Lebenswerk nicht nur durch seine Bauwerke manifestiert und von seiner Firma dankbar anerkannt wird, sondern auch die besondere Würdigung seiner Berufskollegen findet, mit denen er oft Schulter an Schulter im harten Wettbewerb gestanden hat und von denen er daher ein unbestechliches Urteil erwarten darf. Sein Rat wird auch in Zukunft nicht nur gern gehört werden, sondern sehr begehrt sein, wenn es gilt, besonders schwierige Fragen des Stahlbaues zu erklären, denn aus der Fülle seiner statischen und konstruktiven Kenntnisse hätte er uns noch viel zu sagen. Damit sollte ihm aber keinesfalls zur Auflage gemacht werden, seine wohlverdiente Zeit der Ruhe und menschlichen Besinnung für eine solche Weitervererbung seiner Erfahrungen zu opfern, vielmehr geht der Wunsch aller die ihn verehren dahin, daß ihm ein gütiges Geschick noch viele Jahre Gesundheit und Wohlergehen schenken möge.

K. Klöppel

## Bücherschau

Aas-Jakobsen, A.: Die Berechnung der Zylinderschalen. 160 Seiten, 30 Abbildungen, Gr. —8°. Berlin—Göttingen—Heidelberg, 1958 Springer-Verlag. Ganzleinen DM 22,50.

In dem 1. Kapitel des vorliegenden Werkes werden die Grundgleichungen der Schalentheorie neu hergeleitet und die alten Ableitungen, sowie die daraus sich ergebenden Formeln kritisch beleuchtet. Neu und zweckmäßiger erscheint der Bezug der Momente auf die „Schwerpunktsflächen“ (vielleicht ein nicht sehr glücklicher Ausdruck). Mit den neu hergeleiteten Formeln können auch Kreis-zylinderschalen mit Ringrippen erfaßt werden.

Das 2. Kapitel behandelt die Membrantheorie der Schalen und enthält, wie auch jedes andere Kapitel, eine sehr ausführliche und wertvolle Literaturzusammenstellung, sowie auch ein zu jeder Schale und zu jeder Belastungsform genau durchgerechnetes Beispiel.

Im 3. Kapitel werden die isotropen Schalen mit Belastungen am Längsrand behandelt. Für die homogene partielle Differentialgleichung 8. Ordnung für  $w$  wird, wie immer, als Lösung der Produktansatz in trigonometrischen Funktionen in Ring- und Erzeugenden-Richtung gemacht, wobei die sich dann ergebende charakteristische Gleichung 8. Grades mit 2 Parametern nach Näherungsverfahren ausführlich betrachtet wird. Die radiale Deformation in den beiden genannten Richtungen („Verteilungsfunktionen“ genannt) werden abgeleitet und ausführlich tabuliert für die verschiedenen Einspannverhältnisse. Dasselbe wird auch für Schalen mit symmetrischen und exzentrischen Ringrippen und auch für Schalen mit veränderlichem Halbmesser und veränderlicher Schalendicke durchgeführt.

Von besonderer Wichtigkeit ist das 6. Kapitel, in dem Berechnungsmethoden für Tonnendächer angegeben werden. Diese Berechnungsmethoden fußen darauf, daß man eine Ringverteilung der Schnittkräfte nach der mathematischen Elastizitätstheorie und eine Längsverteilung nach der elementaren Balkentheorie voraussetzt. Da die Stabilität der Schalen maßgebend für große Abmessungen ist, werden in den nächsten Kapiteln allgemeine Verfahren zur Bestimmung der Eigenwerte, des Ringknickens, sowie des Axialknickens angegeben. Ausführlich wird noch das vorgespannte Tonnendach, sowie die Einzeltonne, als auch die Reihentonne behandelt.

Alles in allem ist das Buch für den konstruktiven Ingenieur von außerordentlichem Wert; einmal weil er viele Verfahren mündgerecht serviert bekommt und weil er aus den genau durchgerechneten Beispielen die Verfahrenstechnik zur Berechnung der einzelnen Schalen deutlich erkennen kann.

Wegner

<sup>1)</sup> Bauing. 1925 H. 20 S. 648.



Flügge, W.: Statik und Dynamik der Schalen. Zweite, neu bearbeitete Auflage mit 286 Seiten, 121 Abb., VIII, Berlin—Göttingen—Heidelberg, 1957, Springer-Verlag. Glb. DM 28,50.

Die Entwicklung der Schalentragwerke, die in den letzten Jahrzehnten starke Bedeutung erlangt haben, ist noch lange nicht abgeschlossen. Der aufmerksame Beobachter begegnet auf Schritt und Tritt neuen Schalenformen, die aus der besseren Kenntnis und der stärkeren Berücksichtigung des Spannungszustandes im Schalenelement einerseits und der statischen Wirkungsweise des Gesamttragwerkes andererseits resultieren. Die Entwicklung strebt zum Teil nach Formen, die auf die aus der tiefen Kenntnis der Schalentheorie geschaffenen beanspruchungsgerecht geformten schalenartigen Tragwerke in einer Art dualer Betrachtungsweise für die Gesamtwirkung die elementare Stabstatik anzuwenden gestatten. Von dieser Sicht her muß man heute ein Buch beurteilen, das die Theorie der Schalen zum Thema hat. Flügge hat dem klassischen Formenschatz der Schalentheorie, also den Rotations- und Zylinderschalen, den überwiegenden Teil seiner Arbeit gewidmet, doch ist auch das Kapitel über allgemeine Schalenformen gemäß der oben gezeigten Entwicklung in der zweiten Auflage neu hinzugekommen, so daß es nach Durcharbeitung des klar und instruktiv geschriebenen Buches möglich ist, auch an ungewöhnliche Schalenformen mit Erfolg heranzugehen. Der Verzicht auf Zahlenbeispiele und Formelzusammenstellungen unterstreicht die Absicht des Verfassers, dem straff gehaltenen Lehrbuch nicht den Charakter eines Übungs- und Nachschlagewerkes zu geben.

Die klassische Stabilitätstheorie, die mit der linearisierten Betrachtungsweise das wirkliche Verhalten unserer Schalen in den meisten Fällen leider recht unbefriedigend beschreibt, ist ausführlich dargestellt. Auf die Notwendigkeit der Erweiterung der Grundlagen durch Annahme nichtlinearer Beziehungen zwischen Dehnung und Verschiebung wird nur hingewiesen.

Das Kapitel über Schwingungen der Schalen ist gegenüber der ersten Auflage etwas zusammengefaßt worden.

Die lebhaft entwickelte Schalentheorie zeigt nochmals das auf nahezu den doppelten Umfang angewachsene Schrifttumsverzeichnis.

R. Schar dt

Stahldraht-Erzeugnisse, herausgegeben vom Ausschuß für Drahtverarbeitung im Verein Deutscher Eisenhüttenleute. DIN C 5, Band I: 340 Seiten mit 231 Bildern und 45 Tafeln, Band II: 315 Seiten mit 293 Bildern und 47 Tafeln. Zwei Bände Ganzleinen DM 70,—; für Mitglieder des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute DM 63,—.

Dieses in zwei Bänden vorliegende Buch ist eine Weiterführung des von Professor Dr.-Ing. Pomp im Jahre 1941 herausgegebenen und 1952 überarbeiteten Stahleisen-Buches „Stahldraht, seine Herstellung und Eigenschaften“.

Im ersten Band werden unter Berücksichtigung der geschichtlichen Entwicklung die Werkstoffe und ihre technologischen Eigenschaften, die Herstellung, Prüfung und Verwendung der Erzeugnisse wie Seildrähte, Baustahlgewebe, Drahtkurzwaren und Fahrzeugzubehörteile ausführlich behandelt. Ein besonders breiter Raum ist dem Schweißdraht und den bekannten Schweißverfahren gewidmet. Hervorzuheben ist die sorgfältige Zusammenstellung der Seildrähte für den Spannbetonbau, ihrer statischen und dynamischen Eigenschaften sowie der in- und ausländischen Liefervorschriften.

Wertvoll sind die den einzelnen Abschnitten folgenden Hinweise auf die Normblätter, Prüfvorschriften und auf das Schrifttum.

In Band II werden in Einzelabschnitten die kaltverformten Schraubenfedern, Stahlkugeln und Stahlrollen, Nadeln, Ketten, Nieten, Drahtnägel usw., Geflechte, Stahldraht, Kratzen, Stahldraht für Webmaschinen, Drahtgewebe und Drahtgitter von hervorragenden Fachleuten mit genügender Ausführlichkeit behandelt. Normblätterverzeichnisse und Literaturhinweise bilden auch hier eine wertvolle Ergänzung.

Das vorliegende Werk gibt dem Praktiker einen umfassenden Überblick über die vielseitige Verwendung der Stahldrahterzeugnisse einschließlich der erforderlichen Berechnungsformeln. Dabei wird der Lernende und der Fachmann nicht nur durch klare und übersichtliche Bilder und Zeichnungen mit den verschiedenen Verfahren der Verarbeitung vertraut gemacht; er findet auch die erforderlichen Angaben über Güteeigenschaften, Abmessungen und Vorbehandlung der zur Verarbeitung kommenden Stahldrähte. Über die unmittelbaren Fachfragen hinaus findet er Grenz- und Nachbarggebiete behandelt.

Die Verfasser haben auf Grund ihrer reichen Berufspraxis die verdienstvolle Aufgabe übernommen, alles was im Berufsleben an Zahlen und Angaben gebraucht wird und sonst in der Literatur

nur verstreut zu finden ist, zusammenzufassen. Dieser Brockhaus der Stahldrahterzeugnisse wird allen, die damit zu tun haben, eine Fundgrube sein.

P. Braun

Roggmann, W.: Montage-Hilfsbuch. 467 Seiten mit 259 Bildern, 103 Tafeln, München 1958, Carl Hanser Verlag.

Das in flexiblem Einband gehaltene Taschenbuch bietet in 10 Abschnitten eine reichhaltige Stoffauswahl über alle Fragenkomplexe, die dem selbständig arbeitenden Richtmeister und Monteur bei der Erfüllung seiner Aufgaben auf Montage begegnen können. Im breitem Umfang wird insbesondere auf „Maschinen und Geräte auf der Baustelle“ und auf „Das Schweißen auf der Baustelle“ eingegangen. Weitere Kapitel besprechen z. B. das Fachrechnen des Richtmeisters, Montagekosten, Montageerfahrungen, vermeidbare Bauunfälle u. a. m. Viele Skizzen, Tafeln und Bilder erleichtern sehr das Verständnis. Ein Sachverzeichnis ermöglicht das rasche Aufsuchen interessierender Einzelfragen. Rund 50 Seiten Zahlen- und Tabellen als Anhang hätte man sich allerdings ersparen können, da sie in anderen Handbüchern für Montagezwecke reichhaltiger zusammengestellt sind.

Richtmeister und Monteur wird das Taschenbuch gewiß interessieren, da es über viele Fragen ausführlich Auskunft erteilt.

Dr.-Ing. Schaefer

Berichtigung zu Klöppel, K. und Yamadä, M.:

Fließpolyeder des Rechteck- und I-Querschnittes unter der Wirkung von Biegemoment, Normalkraft und Querkraft. Stahlbau 27 (1958) H. 11 S. 284/90.

Herr Dr. S. Grundtner machte uns freundlicherweise darauf aufmerksam, daß die Fließanfangsbedingung für Normalkraft und Biegemoment in unserem Hinweis auf S. 286, linke Spalte, Gleichung (7a) und (7b), fehlerhaft dargestellt ist. Es muß richtig heißen: „Zum Beispiel lautet in der Spannungsebene  $N, M$  die Fließanfangsbedingung

$$N = N_0 \cdot \frac{2 \eta_1}{2 \eta_1 + 1},$$

$$M = M_0 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2 \eta_1 + 1},$$

das ist

$$\left( \frac{M}{\frac{2}{3} M_0} \right) + \left( \frac{N}{N_0} \right) = 1 \dots \dots \dots (7)$$

wie in Bild 3 gezeigt ist“.

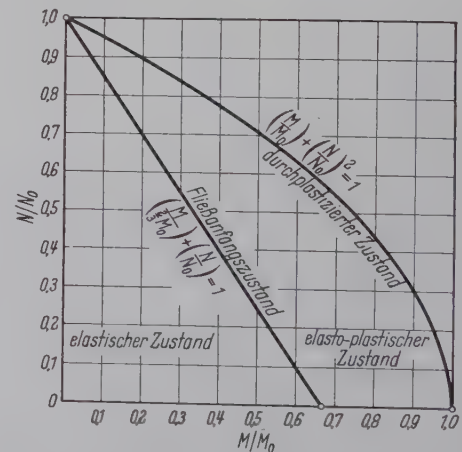


Bild 3. Fließanfangszustand und durchplastizierter Zustand des Rechteckquerschnittes in der Spannungsebene  $(N, M)$

Gleichung (7a) ist zu streichen. Auf die Resultate der Arbeit, insbesondere den Fließpolyeder, wirkt sich diese Korrektur nicht aus.

Professor Dr. Telemaco van Langendonck lenkte unsere Aufmerksamkeit noch auf seine Veröffentlichung „Einfluß der Querkraft auf die Größe des Biegemomentes, das die plastischen Gelenke erzeugt“, Bautechnik 33 (1956) H. 3 S. 84/87, die in der Fließbedingung des Biegebalkens auf die Oberflächenspannungen infolge der angreifenden Last eingeht.

K. Klöppel und M. Yamadä



## AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

an der Technischen Messe in Hannover, Freigelände Kölner  
Allee / Berliner Allee, Stand 216, zeigt die Firma Coles Krane  
GmbH, Duisburg, zwei Krantypen aus ihrem Standardprogramm:  
1. 10 t-Mobilkran mit 8 m Nackenausleger.  
2. 30 t-Lkw-Kran mit 36 m Frontausleger und 6 m Schnabel.  
Dieser Lkw-Kran hat sich bei Montagearbeiten besonders bewährt,  
er ist sicher, feinfühlig und millimetergenau arbeitet und in hohem  
Maße geländegängig ist.



P1593

Lkw-Kran aus dem Programm der Firma Coles Krane GmbH

Die Coles Krane arbeiten zuverlässig auch mit Greifer- und Magnet-  
ausrüstung. Besonders bewährt hat sich ein elektro-hydraulischer  
Hängergreifer, der nur an den Haken gehängt und mittels Steckdose  
den Stromkreis des Oberwagens angeschlossen wird (lieferbar  
für Zweischalen-, Mehrschalen- und Holzgreifer usw. mit verschiede-  
nem Fassungsvermögen).

## DEUTSCHE INDUSTRIE-MESSE HANNOVER

Im Rahmen der 15. FACHBUCHSCHAU DEUTSCHER VER-  
LAGER stellen wir während der Deutschen Industrie-Messe Han-  
nover (26. 4.—5. 5. 1959) in der Halle 1, Stand 600, anerkannte  
Fachbücher und die Zeitschriften BETON- und STAHLBETONBAU,  
BAUTECHNIK, DER STAHLBAU und SCHRIFTTUMKARTEI  
FÜR BAUWESEN aus.

Diese FACHBUCHSCHAU DEUTSCHER VERLAGER wird von  
der Fachbuchhandlung für technische Literatur FR. WEIDEMANN'S  
BÜCHERHANDLUNG, Hannover, Georgstraße 11, veranstaltet.  
Sie finden unsere Verlagserzeugnisse weiterhin bei folgenden  
Fachbuchhandlungen, die auf der DIM Hannover vertreten sind:  
F. ARNACH & CO., Hannover, Podbielskistraße 31,  
H. SCHMORL & von SEEFELD NACHF., Hannover, Bahnhof-  
straße 14,  
W. ALTER DRIEHAUS, Hilchenbach/Kr. Siegen, Schützenstraße 6.

## FÜR STUDIUM UND PRAXIS

HOTTE-TASCHENBÜCHER

BETON- UND STAHLBETONBAU • STAHLBAU  
BAUTECHNIK • STATIK • STRASSENBAU  
BRÜCKENBAU • WASSERBAU • HOLZBAU  
MASCHINENBAU • ELEKTROTECHNIK  
FACHZEITSCHRIFTEN



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN • BERLIN

# GA

Industrie-Gleitbaugesellschaft **Ahl & Co. m. b. H.**,  
In - Sülzgürtel 38 - Ruf 41 39 00 - Telegramm-Adr.: Gleitbau

Spezialunternehmen für Gleitschalungen

Neuer Aufsatz: „Wiederinstandsetzung der fast 300 m  
langen Mangfall-Autobahnbrücke  
in diesem Heft auf Seite 88

laufenden Betätigung im Stahlhoch-  
bau entwickelte und lieferte meine  
KRAN- UND MASCHINENBAU

## PRÜFGERÄT mit den ren Arbeitskörben

zur Unterhaltung der Tragkabel der Rodenkirchener Hängebrücke

## SEGANG • KÖLN-KALK

Heft: „Beobachtungen bei der Wartung der  
Hängebrücke“, von Ministerialrat Dr.-Ing. W. Klingenberg

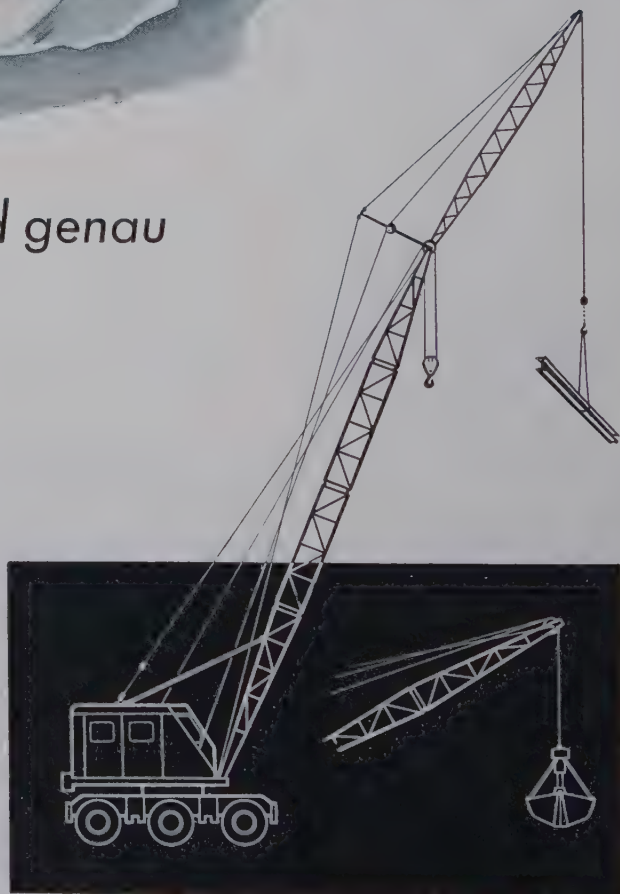




## *Schwere Arbeit – schnell und genau*

leisten unsere bewährten Straßenkrane, die je nach den betrieblichen Erfordernissen auf LKW-Chassis oder als Mobilkrane, aber auch mit Raupenunterwagen lieferbar sind. Vielseitig sind die Einsatzmöglichkeiten derartiger Krane.

Unsere Type 60 G weist eine maximale Tragfähigkeit von 20 t auf. Der 8,5 m lange Grundaussleger läßt sich durch Einbau genormter Zwischenstücke und mit einem beweglichen Spitzenausleger bis auf 38 m verlängern.



**KRUPP-ARDELT**

WILHELM SHAVEN





Abdeckroste  
stabil  
trittsicher

**STEINHAUS**  
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

**neu** *JoJo*  
**Elektroden-Halter**  
**A4**

vollisolierter  
handlicher  
Elektrodenhalter  
von  
hervorragender  
Qualität  
entsprechend  
den  
Unfallver-  
hütungsvor-  
schriften

400 Amp.

bitte interessantes Sonderangebot anfordern!  
**AKO-G.M.B.H. OPLADEN b. KÖLN**  
TEL.: 24 58/59

... Werte erhalten durch das  
Spritzverfahren mit

## **ELISENTAL-Drähten**

Gespritzte Überzüge aus Zink, Aluminium und anderen Metallen bieten  
bewährten Korrosionsschutz — Wir beraten Sie gerne und liefern:

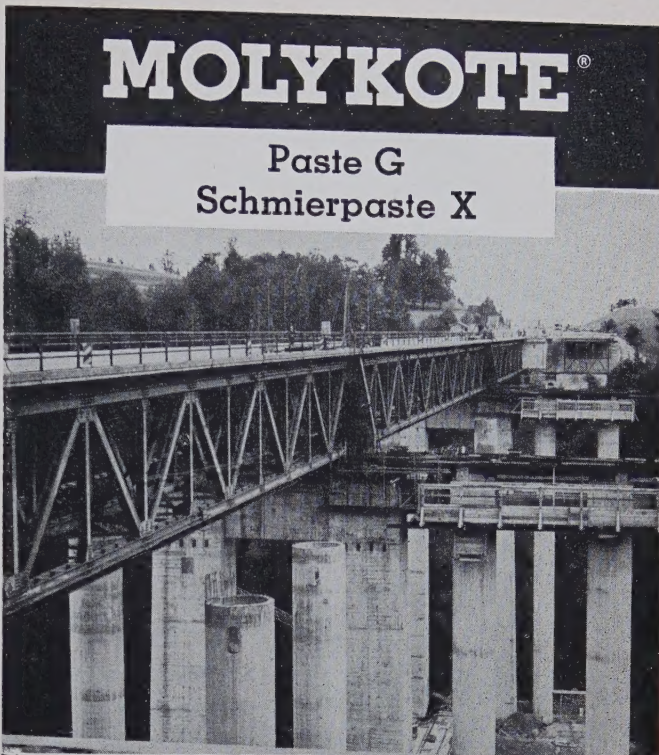
Flammspritzdrähte  
für alle Systeme

Flammspritzanlagen  
(System Biel)

**DRAHTWERK ELISENTAL**

Inh. W. Erdmann

Fs. 0826 792 Neuenrade i. Westf. Tel. Werdohl 2656



Verschub der Mangfallbrücke Autobahn München—Salzburg  
Verschub der stählernen Behelfsbrücke etwa 18 m stromaufwärts.  
Gleitschuhe und Gleitbahnen wurden mit Molykote Paste G und  
mit Molykote Paste X behandelt.

Die Verschiebung erfolgte völlig ruckfrei!!

**MOLYKOTE KG**

**MÜNCHEN 19**  
**ARNULFSTR. 71**  
**TEL. 63525-27**  
**FS. 05/22533**

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

## **DER STAHLBAU**

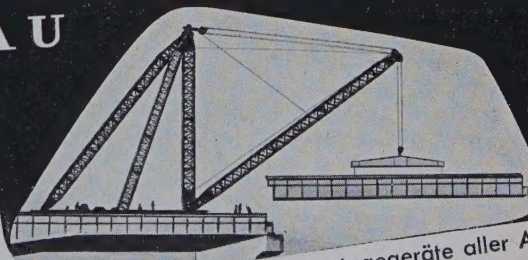
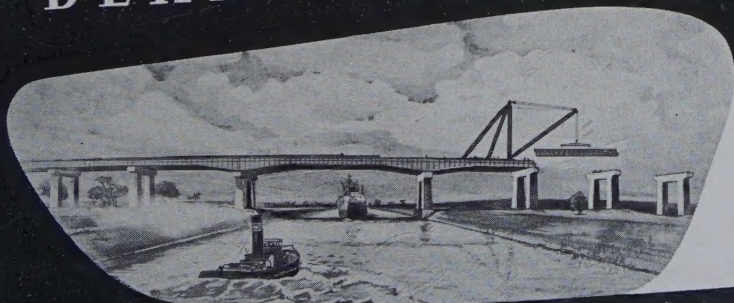
wird gebunden zu einem leicht übersichtlichen  
Nachschlagewerk

### **Einbanddecken**

für den Jahrgang 1958 und für frühere Jahr-  
gänge lieferbar

Ganzleinen **DM 3,50** zuzügl. Porto

## **DERRICK-KRANBAU**



Wir liefern und planen Montagegeräte aller Art

**SCHMIDT-TYCHSEN HAMBURG 23**





**Metallogen**  
GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK  
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.  
WATTENSCHIED 1. W.

*Ein Triumph!*

**UM 46V**  
Eine ideale  
**Metallogen**  
ELEKTRODE  
für die  
**Abwärtsschweißung**

Zugelassen von der Deutschen Bundesbahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z, E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37 z B u, E 52 z B.

**Metallogen**  
ELEKTRODEN  
*Einmal erprobt  
immer gelobt!*

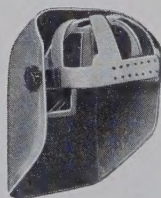
Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.

## „Glasi“-Schilde

gewährleisten Ihnen 6 Eigenschaften



- formbeständig
- wasserunempfindlich
- sehr leicht
- voll isoliert
- lange Lebensdauer
- gleichbleibende Sicherheit



**W. SCHNEIDER · ALTENKIRCHEN (Ww.)**

Postfach 106 · Fernruf 229 · Fernschreiber 086 761

## WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung  
bei der Deutschen Bundesbahn  
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.  
**ALFRED ILLMANN**

und Techn. Bundesbahnamtmann  
**HANS KURT OBST**

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.  
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

**VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN**  
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

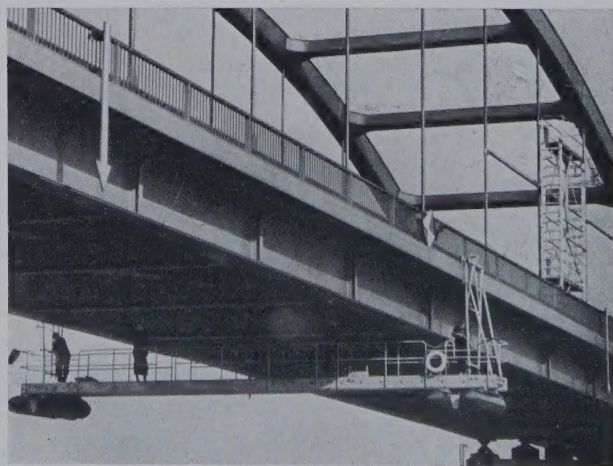
## Nur rechtzeitige

### Abonnements - Erneuerung

kann dazu beitragen, daß Ihnen Ihre unentbehrliche  
Fachzeitschrift ohne Unterbrechung weitergeliefert wird.

Bestellen Sie deshalb umgehend  
DER STAHLBAU bei Ihrem bisherigen Lieferanten:  
Buchhändler oder Postzusteller

Eine  
Brücke  
wird  
untersucht...



... und man stellt fest, daß es  
mit dem modernen ZARGES  
Brückenbesichtigungswagen  
aus Leichtmetall gegenüber  
den früheren beschwer-  
lichen und kostspieligen  
Methoden ein Kinderspiel  
ist. (Lesen Sie mehr darüber  
auf Seite 88 dieses Heftes.)

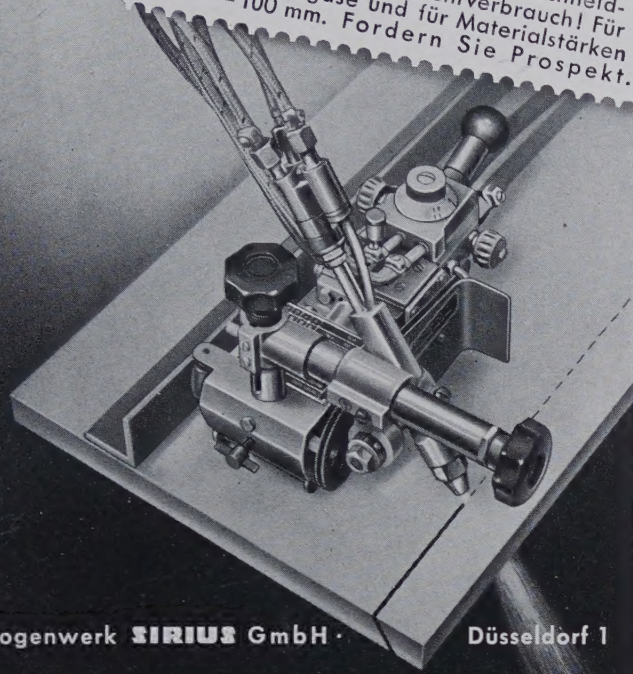


**ZARGES - Leichtmetallbau K-G - Weilheim/Obb.**



# SIRIUS „Oxy-Motor“

Weltbekannte und bewährte  
**Universal-Schneidmaschine DP.**  
**Ohne** Elektromotor! Selbsttätiger Vor-  
schub, stufenlos regelbar durch Schneid-  
sauerstoffdruck, **ohne** Mehrverbrauch! Für  
sämtliche Heizgase und für Materialstärken  
von 5—100 mm. Fordern Sie Prospekt.



Autogewerk **SIRIUS GmbH** ·

Düsseldorf 1

Wir stellen aus auf der Industriemesse Hannover 1959, Halle 4, Stand 803

## Fabrikfliess

wirtschaftliche Elektroden für jeden Verwendungszweck aus  
unserem reichhaltigen Programm:

**Fliess** kalkbasisch  
60-Kb, 60 Kb 150

**Fliess** 55-TiW

**Fliess** Tiefbrand

**Fliess** Sonderqualitäten  
Aluminium, Bronze, Nickel

### LIEFERPROGRAMM:

UP-Schweißdrähte für Automaten  
Kupfer- und Bronzeschweißdrähte  
Autogenschweißdrähte für alle  
Verwendungszwecke

Fordern Sie bitte Prospekte an:

HERMANN FLIESS & CO. DUISBURG



# Cerinol★



- ★ ist ein Spezial-Zusatz zu Mörtel und Beton
- ★ macht Mörtel dauerhaft wasser-dicht
- ★ gibt dem Putz robuste Festigkeit und hohe Frostbeständigkeit
- ★ schützt Mauern sicher gegen wetterbedingte Aggressivstoffe
- ★ ist bekannt und geschätzt wegen seiner plastifizierenden Wirkung



BAUTENSCHUTZ  
**DEITERMANN**  
CHEM. WERKE · DATTELN

Auch die

## Mangfall-Brücke

ruht wie viele andere

## moderne Brückenbauwerke

- sicher
- zuverlässig
- formschön

auf Brücken-Auflagern aus

## „Kreutz-Panzerstahl“

Hertz-Pressung (Sigmazeichen) = 25,5 t/cm<sup>2</sup>

**FRITZ KREUTZ K.G.**  
Erkrath b. Düsseldorf

Telefon 689331/32 — Fernschreiber 08 586731





# RÖCHLING

Stabeisen, Formeisen  
Breitflanschträger,  
Bänder, Walzdraht,  
Oberbaumaterial,  
Torstahl, Noristahl.

Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke GMBH. Völklingen-Sa